

ARMIRTER BETON.

1911. APRIL.

INHALT:

Würfelprobe oder Kontrollbalken? Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 117.
Tetmajers Eisenbetonversuche. Bearbeitet von den Professoren Bernhard Kirsch und Dr.-Ing. Rudolf Saliger (Wien). (Schluß von S. 87.) S. 120.
Ein neues Dimensionierungsverfahren für einfach armierte Plattenbalken mit $x > d$. Von Dipl.-Ingenieur Hugo von Bronneck (Wien). S. 126.
Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues. Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des

Deutschen Beton-Vereins. Von Dr.-Ing. K. W. Mautner (Düsseldorf). S. 129.
Verschiedene Fragen über Bestimmung der Tragfähigkeit von Steineisenwänden. Von Regierungsbaumeister L. Kropf (Cassel). S. 139.
Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 142.
Mitteilungen über Patente. S. 148. — Bücherbesprechungen. S. 148. — Neue Bücher. S. 150. — Berichtigung. S. 150.

WÜRFELPROBE ODER KONTROLLBALKEN?

Von Prof. M. Foerster (Dresden).

erl.

Eine der wichtigsten Fragen, welche zurzeit die Gesamtheit der am Eisenbetonbau interessierten Fachgenossen bewegt, ist der Vorschlag, die bisher zur Bestimmung der Güte des Betons verwendete Würfeldruckprobe durch eine Probe an einem durch untere Eiseneinlagen bewehrten und auf Biegung belasteten Kontrollbalken zu ersetzen; die Eiseneinlagen dieses wären in der Art zu bemessen, daß der Bruch des Balkens durch Überwindung der Druck-Biegefestigkeit im Obergurte herbeigeführt wird, nicht aber durch eine Überanstrengung des Eisens über seine Fließgrenze hinaus oder durch Lösung der Verbundwirkung durch Schubkräfte bedingt ist.

Es darf nicht unerwähnt bleiben, daß zuerst Sanders*) und zwar bereits vor 1900, als Probekörper solche in Balkenform auf Biegung belastet verwendet hat; inwieweit hierbei daran gedacht bezw. bezweckt war, solche Probekörper als Güteprobe für den Beton, d. h. zur Bestimmung der Biegedruckfestigkeit dieses zu verwenden, ist aus der einschlägigen Literatur nicht ersichtlich, da in ihr die betreffenden Versuche nur kurz besprochen werden. Immerhin ergibt sich aus einer Anzahl von Angaben der Tabelle auf S. 37 der unten*) angegebenen Veröffentlichung, daß die verwendeten Balken, die bis 2,78 vH. Bewehrung aufwiesen, z. T. durch Überwindung der Druckfestigkeit zum Bruche gebracht sein dürften. Wenn die Frage, von welcher Seite zuerst solche Probekörper als Güteproben für den Beton Verwendung gefunden haben, auch keine allzu wichtige für den Eisenbetonbau ist, so will es doch nicht unzweckmäßig erscheinen, im Hinblick auf

so manche Vorgänge aus der Geburtszeit der Verbundbauweise, die noch heute in Dunkel gehüllt sind, und leider immer mehr und mehr sich einer Erforschung entziehen, die vorliegende Frage geschichtlich zu klären. Vielleicht stellt Sanders sein früheres Versuchsmaterial zu diesem Zwecke zur Verfügung.

Deutlich findet sich der Gedanke, die Güte des Betons durch Probekörper zu bestimmen, von v. Emperger im Jahre 1903 ausgesprochen*), wenn er auch erst später — 1909 — von ihm in die Praxis umgesetzt wurde. In dieselbe Zeit fällt auch die Einführung dieser Proben, auf den von Empergerschen Vorschlägen aufgebaut, als Güteprobe seitens des dänischen Ingenieur-Vereins; wie Suenson nachweist**), sind die hier gewählten Abmessungen, namentlich der nur 1,7 vH. betragende Gehalt an Eisen, jedoch nicht geeignet, bei den meist in der Praxis verwendeten druckfesten Betonmischungen die Druckbiegefestigkeit des Betons zu bestimmen.

Die neuerdings von v. Emperger vorgeschlagene Güteprobe***) empfiehlt einen Kontrollbalken von 7×10 cm Querschnittsabmessung, bewehrt von 1 bzw. 2 Rundeisen von 12 mm \varnothing und zwar in einem Abstände von unten von 2 cm, d. h. von oben aus von 8 cm. Die Eisen sind bis zu den 2 m voneinander entfernten Lagerpunkten zum Untergurte genau parallel geführt und von hier aus in den 15 cm überstehenden Balkenenden hoch- und umgebogen.

*) Vgl. Beton u. Eisen 1903. S. 26.

**) Vgl. Beton u. Eisen 1910. Heft VI, S. 149 ff.

***) Vgl. Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons XIV. W. Ernst & Sohn, Berlin. — G. Neumann: Eine Güteprobe für den Beton, System Dr. v. Emperger. 1910.

*) Vgl. Neue Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen. 1902. IV. Teil. Von v. Emperger. S. 38 u. ff.

Die Belastung soll durch 2 gleichgroße Einzel-lasten in je 25 cm Abstand von Balkenmitte aus erfolgen.

Die Bewehrungsprozente betragen 2 bzw. 4; der stärker bewehrte Querschnitt wird sich überall dort empfehlen, wo nicht nur Minimal-Druckbiege-festigkeit, sondern auch höhere Werte als Quali-tätsproben nachgewiesen werden sollen.

Der von v. Emperger vorgeschlagene Apparat zur Durchführung der Prüfung selbst bietet nichts Besonderes. Die Prüfungsdurchführung wird überall da keine Schwierigkeiten finden, wo es möglich ist, den Kontrollbalken einwandfrei aufzulagern und ihn durch angehängte Gewichte auf Biegung bis zum Bruche zu belasten.

Für den deutschen Eisenbetonfachmann erwächst vor allem die Frage, ob es ratsam und für die Praxis angebracht erscheint, die bisher zur Bestimmung der Güteprobe des Betons bei uns benutzte Würfelprobe in Zukunft durch die Biege-probe des bewehrten Balkens zu ersetzen.

Der bisher beschrittene Prüfungsweg ist in Deutschland durch die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“ gegeben, aufgestellt im Jahre 1908 vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton und staatlicherseits vielfach anerkannt bzw. empfohlen. Nach diesen Festsetzungen ist während der Bauausführung die erforderliche und gewährleistete Festigkeit durch Probewürfel nachzuweisen, für deren Herstellung, Behandlung und Prüfung besondere genaue Bestimmungen („Anhang A“) erlassen sind; ihnen entsprechend sind die Würfel mit Baustoffen gleicher Art, gleicher Aufbereitung und gleichen Feuchtigkeits-gehalts herzustellen, wie der zur Ausführung be-nutzte Beton sie zeigt; die Probekörper sind dem-gemäß in der Regel aus der zum Einbringen fertigen Betonmasse zu gewinnen, und zwar je 3 Stück mit je 300 mm Kantenlänge für eine jede Versuchsreihe. Nach eintägigem Verbleiben in der eisernen Stampfform erhärten die Würfel in einem geschlossenen, frostfreien Lagerraum unter feucht gehaltenem Sande; sofern hiervon Abstand genommen wird, müssen Lagerung und Behand-lung der Probekörper möglichst den Bedingungen entsprechen, denen der Beton am Bau unterworfen ist. Nach 28-tägiger Erhärtung sind die Prüfungen in der Regel auszuführen und zwar mit Hilfe zu-verlässig arbeitender Maschinen und unter lang-sam ansteigender Belastung (etwa in der Sekunde 1 kg/qcm).

Die Vorzüge dieser Probe sind ihre Einfachheit in Herstellung und Prüfungsdurchführung, ihre geringen Kosten; namentlich verlangt der Probe-körper keine allzu sorgfältige Behandlung nach seiner Festigung, ein Zerbrechen beim Transporte ist — abgesehen von größerer Fahrlässigkeit — fast ausgeschlossen. Zudem ist die Beobachtung

des Bruchstadiums äußerst einfach und kaum eine Fehlerquelle bildend, wie überhaupt gerade die Verwendung der Maschine bei der Prüfung eine besondere Sicherheit für eine gleichmäßige Durch-führung des Versuches und dessen Richtigkeit bietet; als ein Nachteil könnte vielleicht der Um-stand in Frage gezogen werden, daß zur Fest-stellung des Prüfungsergebnisses fast stets die benachbarte Prüfungsanstalt heranzuziehen ist; vielleicht ließe sich aber dieser fraglos etwas um-ständliche Geschäftsgang bei dem nicht allzu hohen Preise der Druckpresse (2500—3000 M) da-durch abkürzen und verbessern, daß namentlich größere Betonbauunternehmungen selbstregistrie-rende Pressen anschaffen, durch deren automati-sche Anzeigen eine urkundenmäßige Festlegung der Bruchlast, wenn dieser Ausdruck gestattet ist, ermöglicht wäre.

Ein recht erheblicher Nachteil der Würfelprobe ist ja freilich der, daß durch sie eine Spezialart der Druckfestigkeit bestimmt wird, die für die Beanspruchung sehr vieler Verbundteile, namentlich der auf Biegung belasteten, nicht unmittelbar in Frage kommt, und daß oft erhebliche Ab-weichungen der ermittelten Festigkeitszahlen bei denselben oder ähnlichen Baustoffen und fast gleichartigen Mischungs- und Abbindeverhältnissen sich ergeben; in ersterer Beziehung muß jedoch hervorgehoben werden, daß für die Beurteilung der Festigkeit von zentrisch belasteten Stützen, von Wänden, Pfählen, Spundwänden, daneben großen zusammenhängenden massigen Beton-bauten usw., die Würfelprobe auch in theoretischer Hinsicht sich gut der Praxis anpaßt, und daß durch die vielen einschlägigen Versuche doch immerhin ziemlich klare Beziehungen zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Biegedruck-festigkeit von Platten, Unterzügen und dergl. fest-gestellt worden sind; kann man doch in dieser Hinsicht bei Platten bzw. einfachen Rechtecks-querschnitten darauf rechnen, daß zwischen beiden Festigkeiten etwa ein mittleres Verhältnis von 1:1,4 (Würfel Festigkeit = 1), bei Plattenbalken von rd. 1:1,25 besteht — ein Verhältnis, das insofern für die Sicherheit des Bauwerkes vom baupolizei-lichen Standpunkte aus günstig ist, als die Biege-druckfestigkeit nach Ausweis dieser Zahlen nicht unerheblich höher liegt, als die durch den Versuch gefundene Würfel Festigkeit. Und was die zweite Frage der erheblichen Abweichung der Prüfungs-ergebnisse unter ähnlichen Versuchsbedingungen anbelangt, so möge darauf hingewiesen werden, daß die hier maßgebenden Faktoren, namentlich die Zeitlänge und Güte der Stampfarbeit, das per-sönliche Geschick zu dieser usw., sich keinesfalls bei den in Vorschlag gebrachten, langen und dünnen Probekörpern verringern, wahrscheinlich vergrößern dürften; dies würde sich freilich erst nach längerer Erfahrung in der Praxis zahlen-

mäßig nachweisen lassen, wenn an vielen Stellen und unter den verschiedensten Arbeitsbedingungen eine große Anzahl Kontrollbalken geprüft und die Ergebnisse mitgeteilt sein werden.

Betont aber möge zugunsten des Würfelversuches in obiger Hinsicht werden, daß die Prüfung auf der Baustelle erst seit wenigen Jahren eingeführt ist, und daß sich wohl durch noch genauere Bestimmungen, wie sie zurzeit erlassen sind (namentlich in bezug auf die Stampfarbeit), eine größere Gleichmäßigkeit der Probe erreichen ließe. Naturgemäß ist es unrichtig, wenn, wie dies zurzeit geschehen soll, sich bei einzelnen Firmen besondere Spezialisten für das Stampfen der Würfel ausbilden, welche von einer zur andern Baustelle gehend, bald hier, bald dort die Probewürfel herstellen, — Verhältnisse, die bei der ungleich schwierigeren Erzeugung der Kontrollbalken wahrscheinlich in noch erhöhtem Maße bei diesen Platz greifen dürften. Auch bildet fraglos einen Nachteil für die Beurteilung der Festigkeit des Bauwerks auf Grund der Ergebnisse der Würfelprobe der Umstand, daß beide meist unter ganz anders gearteten Bedingungen erhärten, die Würfel unter feuchtem Sande, das Bauwerk an der Luft, oft den Atmosphärrillen ausgesetzt. Auch hier ließe sich das Prüfungsverfahren vielleicht in der Art zukünftig verbessern, daß von der in den Bestimmungen vorgesehenen Möglichkeit, Lagerung und Behandlung der Probekörper den Bedingungen des Betonbaus anzupassen, ein erheblich größerer Gebrauch als jetzt gemacht würde. Fragen, wie die Ausschalungsmöglichkeit einer Decke u. dgl., werden sich jedenfalls mit sehr viel größerer Annäherung beantworten lassen, wenn die Würfel auf der Decke selbst und denselben Bedingungen wie sie unterworfen, erhärtet sind. —

Schließlich sei auch noch darauf hingewiesen, daß die Würfeldruckfestigkeit zunächst schon deshalb nicht entbehrt werden kann, weil die staatlichen Bestimmungen für den Eisenbetonbau in der Regel Bruchteile dieser Festigkeit als zulässige Spannungen festsetzen.

Wenden wir uns nun zum Kontrollbalken, wie er zurzeit in Vorschlag gebracht worden ist! Daß seine Herstellung in der Praxis wahrscheinlich zu mehr Fehlerquellen führen dürfte wie die der Würfel, wurde schon hervorgehoben; es übrigst in dieser Hinsicht noch auf das Eisen und dessen Normallage im Betonquerschnitte hinzuweisen, da geringe Abweichungen von dieser das Kräftepiel nicht unerheblich verschieben; auch liegt es auf der Hand, daß bei der sehr geringen Abmessung des in Aussicht genommenen Querschnittes 7·10 cm atmosphärische Einflüsse sich stärker geltend machen werden, als wie bei dem Würfel (30·30·30 cm) und daß in demselben

Sinne ungünstig Zufälligkeiten aller Art, vor allem auch die Korn- (Stein-) Größe des Betons wirken müssen. Gerade letztere bewirkt beim Kontrollbalken im Verhältnisse eine viel größere Unterbrechung der Homogenität, wie bei den erheblich größeren Querschnittsabmessungen der Haupttragteile einer Verbundkonstruktion und ebenso bei dem vorgenannten Würfel. Es kommt weiter als ungünstig in Frage das leichte Zerbrechen des langen, dünnen Probekörpers während seines Transportes zur Abbindestelle und zur Prüfung, weiter die Schwierigkeit der baupolizeilichen Überwachung der letzteren. Gerade hierin dürfte ein großer Nachteil der Biegedruckprobe der vorgeschlagenen Art liegen; während bei dem Würfel die beglaubigten Zahlen der Versuchsanstalt (bzw. automatisch registrierte Bruchzahlen) von seiten der Behörde allgemein anerkannt werden, müßte zur Überwachung der auf der Baustelle von einfachen Hilfskräften ausgeführten Prüfung, falls ihr eine behördliche Anerkennung zuteil werden soll, in jedem Einzelfalle die Baupolizei zugezogen werden, — eine Mehrbelastung für letztere, die mit den zurzeit verfügbaren Kräften nicht zu bewältigen ist.

Weiter kommt das bereits vorerwähnte abweichende Verhältnis zwischen den Biegedruckfestigkeiten verschiedener Querschnittsformen in Frage, das es nach den bisherigen Erfahrungen durchaus nicht gestattet, vom Rechtecksquerschnitt unmittelbar auf den Plattenbalken zu schließen und zwar um so weniger, als dessen Gesamtfestigkeit noch durch andere Faktoren bedingt wird, unter denen das Abbiegen der Eisen und die Verankerung von Ober- und Untergurt durch Bügel allein genannt sein möge; zudem ist die Schwierigkeit nicht zu gering zu bewerten, von der Biegedruckfestigkeit des Kontrollbalkens auf die Festigkeitsverhältnisse ausschließlich auf Normalpressung beanspruchter Verbundkonstruktionen (Säulen usw.) Schlüsse zu ziehen. Ob aber die Rechtecksform des gebogenen Querschnittes, also in Worte der Praxis übersetzt die gebogene Platte, die in sehr vielen Fällen stärker konstruiert wird, als es ihre Berechnung verlangt, allein die Einführung einer neuen Güteprobe für Beton rechtfertigen oder verlangen kann, will recht zweifelhaft erscheinen, und zwar um so mehr, als die Bruchdruckfestigkeit des Kontrollbalkens sowohl von der Art des Betons, d. h. seiner Güte als auch der Größe der Eiseneinlage unmittelbar abhängig ist, hier also recht verwickelte Verhältnisse vorliegen. Es bedarf demgemäß die neuerdings aufgeworfene Frage der Ersetzung der Würfelprobe durch Kontrollbalken einer eingehenden Erörterung und Aussprache. Diese unter den Fachgenossen einzuleiten, ist, neben der eigenen Kritik, der Hauptzweck der obigen Ausführungen.

TETMAJERS EISENBETONVERSUCHE

Bearbeitet

von den Professoren Bernhard Kirsch und Dr.-Ing. Rudolf Saliger (Wien).

(Schluß von S. 87.)

Die Biegezugfestigkeit der nicht bewehrten Balken beträgt bei

Mischung A	32,7	kg/cm ² im Mittel	} Gesamt- mittel 25,5 kg/cm ²
" B	23,9	" "	
" C	20,9	" "	
" D	24,7	" "	

und zeigt nur unwesentliche Unterschiede zwischen Trocken- (1—3) und Naß- (4—6) Lagerung. Die reinen Zugfestigkeiten σ_z zu den Biegezug-

nicht bewehrten Balken	20,9—32,7, im Mittel 25,5 kg/cm ²
Balken mit 2 Ø 5 mm (0,07 %)	20,8—36,2, " 27,4 "
" " 2 Ø 10 " (0,29 %)	24,8—37,6, " 29,7 "
" " 2 Ø 15 " (0,66 %)	29,5—42,9, " 36,0 "
" " 2 Ø 20 " (1,16 %)	39,5—55,6, " 48,9 "
" " 2 Ø 25 " (1,82 %)	42,3—68,2, " 52,5 "

festigkeiten σ_{bz} (vgl. Tabelle II u. IV in Heft 3) verhalten sich bei

Mischung A wie 1:1,91	} im Mittel wie 1:1,90
" B " 1:1,61	
" C " 1:2,06	
" D " 1:2,14	

Die gegen den unmittelbaren Zugversuch wesentlich erhöhte Biegezugfestigkeit dürfte in dem gleichmäßigeren Spannungsangriff begründet sein und ist eine dem Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit ähnliche Erscheinung. Nach den vorliegenden Versuchen kann das elastische Verhalten des Betons beim Zug- und Druckversuch jedenfalls nicht die Ursache sein, denn nach den Tabellen I (Heft 2) und II (Heft 3) beträgt

$$E_d = 197\,000 - 375\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_z = 395\,000 - 491\,000$$

d. h. die Zugelastizität ist im Mittel sogar größer als die Druckelastizität. Dies ist auch aus den Fig. 36 u. 37 ersichtlich, welche die Spannungsverteilung in nicht bewehrten Balken darstellen. Darnach liegt die Nulllinie beim Belastungsbeginn merkbar unterhalb der Mitte und rückt gegen die Mitte mit zunehmender Spannung vor. Dies ist nur dann möglich, wenn $E_z > E_d$. Ganz ähnlich verhalten sich die schwach bewehrten Balken mit 5 und 10 mm Eiseneinlagen (Fig. 38—41), die sich hinsichtlich Formänderungen und Bruchlasten nur wenig von den reinen Betonbalken unterscheiden.

Die Annahme eines wesentlich kleineren Elastizitätsmoduls für Zug als für Druck erscheint nach den vorliegenden Versuchen unhaltbar, vielmehr ist die Anwendung des Hookeschen Ge-

setzes auch bei Betonbalken fast zutreffend und ihre Berechnung nach der Navierschen Biegegleichung gerechtfertigt. Die Fig. 36—41, insbesondere die Fig. 36 und 37 lassen auch erkennen, daß die Querschnitte bei der Biegung nahezu eben bleiben; wenigstens ist eine ausgesprochene Krümmungstendenz nicht vorhanden.

Wesentlich höher sind die rechnungsmäßigen Biegezugfestigkeiten der bewehrten Balken. Sie betragen bei den

Ein Teil der höheren Biegezugfestigkeiten ist ohne Zweifel auf die zu späte Beobachtung der Risse zu schieben, der Rest dürfte der größeren Elastizität des Betons bei Armierung (vgl. die früher erwähnten Elastizitätsmaße), vielleicht etwas dessen größere Dehnbarkeit zuzumessen sein. Fast durchweg erfolgt die Rißbildung der naß gelagerten Körper (4—6) später als der trocken gelagerten. Bei starken Einlagen ist diese Erscheinung ausgeprägter als bei schwachen. Der Grund hierfür liegt wahrscheinlich in den Eigendruckspannungen der bewehrten Körper, die bei der durch Naßlagerung verursachten Raumvermehrung des Betons entstehen und erst bei einer gewissen Dehnung verschwinden. Die Biegezugfestigkeit der naß gelagerten Balken ist bei der Armierung von

2 Ø 5 mm um 6,8%
2 Ø 10 " " 13,7 "
2 Ø 15 " " 5,7 "
2 Ø 20 " " 32,0 "
2 Ø 25 " " 16,9 "

größer als jene der trocken gelagerten Körper.

Wie aus den Fig. 42—59 hervorgeht, fällt die Beobachtung der ersten Rißbildung mit sehr ungleichen Dehnungen zusammen. Bei den stärkeren Armierungen wurden im allgemeinen größere Dehnungen bis zur Rißbildung gemessen als bei den schwächeren. Sie schwanken von etwa 0,048 bis 0,306 mm auf 1 m Länge, sind also erheblich größer als die durch die unmittelbaren Zugversuche nachgewiesenen Dehnungen von 0,093 im Maximum. Wegen zu später Rißbeobachtung dürften die Dehnungen in der Zugzone wohl tatsächlich kleiner gewesen sein.

Die meisten beobachteten Reißdehnungen schwankten zwischen 0,15 bis 0,30 mm auf 1 m Länge; die tatsächlichen Eisenspannungen, bei denen

Risse im Beton beobachtet sind, betrugen also etwa 300 bis höchstens 600 kg/cm², welchen Rechnungsspannungen (nach den Normen mit $n = 15$)

von über 2100 kg/cm ² bei den Balken mit 2 \varnothing 10 mm Eisen (0,29 %)	
etwa 1300 " " " " " 2 \varnothing 15 " " (0,66 %)	
" 1050 " " " " " 2 \varnothing 20 " " (1,16 %)	
" 900 " " " " " 2 \varnothing 25 " " (1,82 %)	

entsprachen.

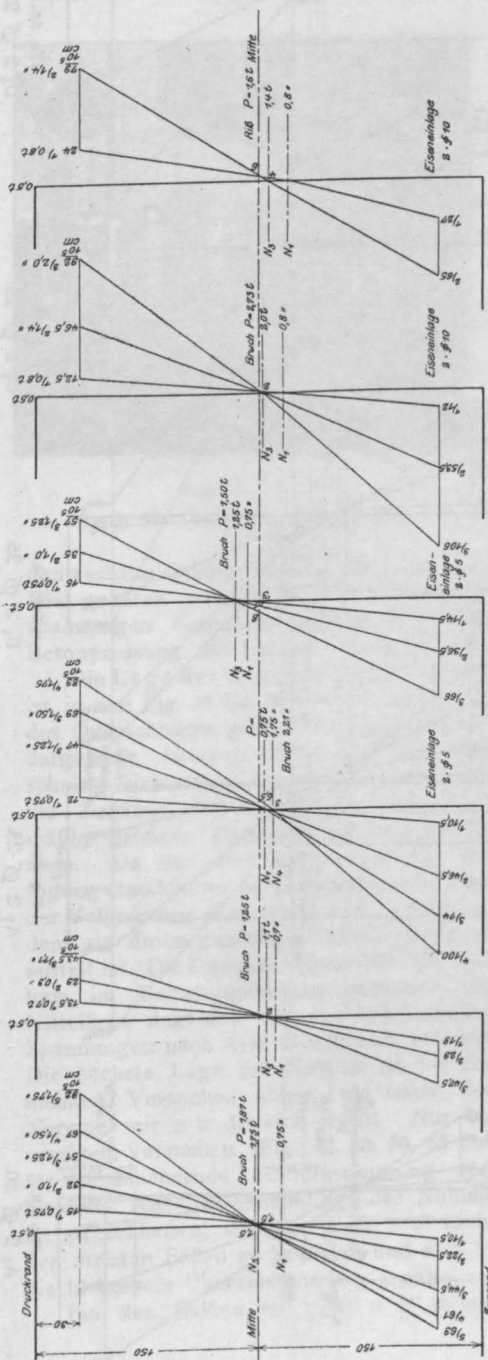


Fig. 41.

B₁ 2 \varnothing 10

Fig. 40.

A₁ 2 \varnothing 10.

Fig. 39.

B₁ 2 \varnothing 5.

Fig. 38.

A₁ 2 \varnothing 5.

Fig. 37.

B₁ ohne Eisen.

Fig. 36.

A₁ ohne Eisen.

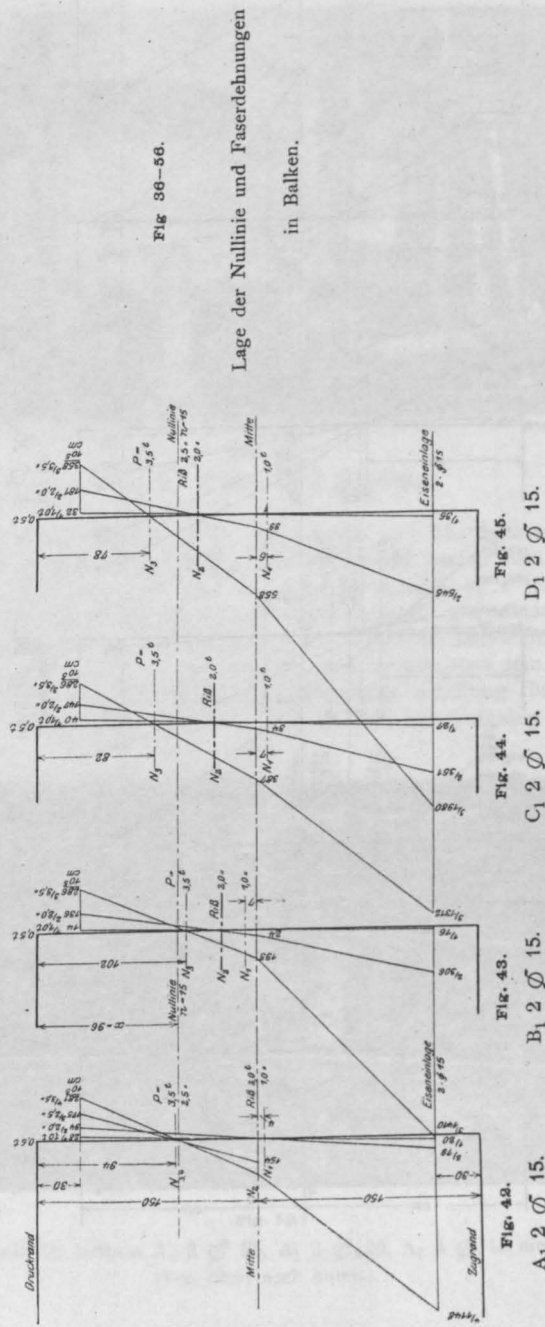


Fig. 36-56.

Lage der Nulllinie und Faserdehnungen
in Balken.

Fig. 45.

D₁ 2 \varnothing 15.

Fig. 44.

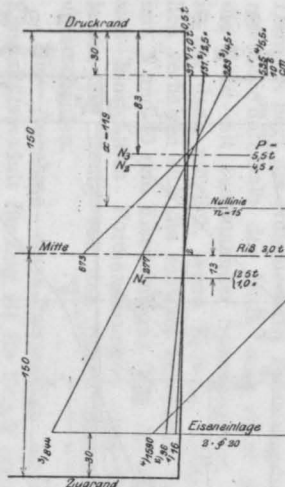
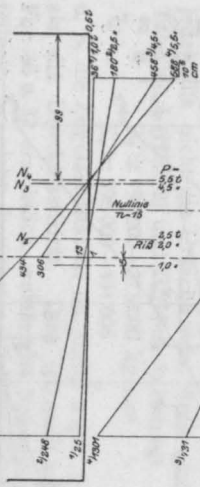
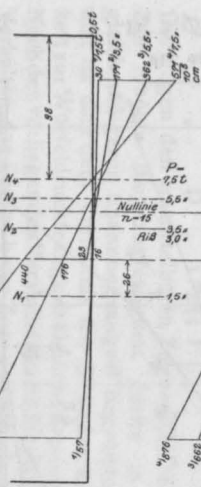
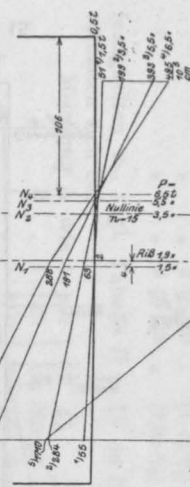
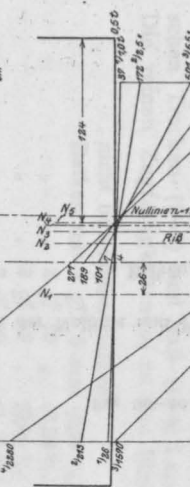
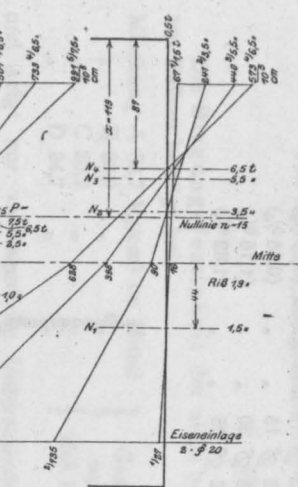
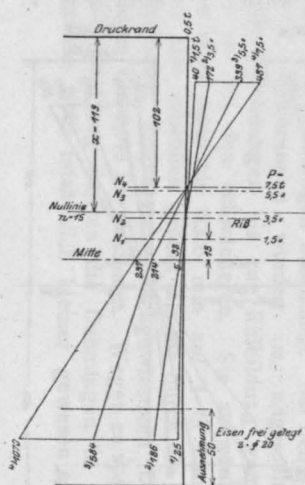
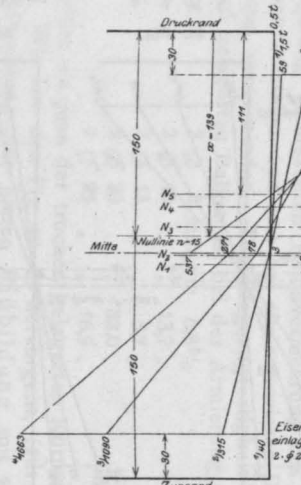
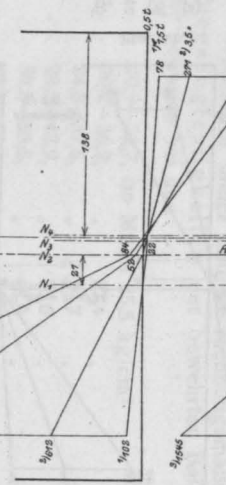
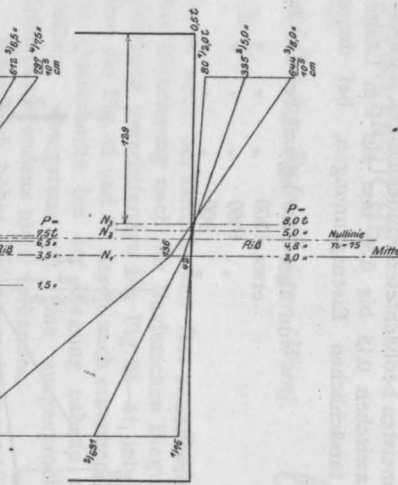
C₁ 2 \varnothing 15.

Fig. 43.

B₁ 2 \varnothing 15.

Fig. 42.

A₁ 2 \varnothing 15.

Fig. 46.
A₁ 2 Ø 20.Fig. 47.
B₁ 2 Ø 20.Fig. 48.
B₄ 2 Ø 20.Fig. 49.
C₄ 2 Ø 20.Fig. 50.
D₁ 2 Ø 20.Fig. 51.
D₄ 2 Ø 20.Fig. 52.
A₁ 2 Ø 20.Fig. 53.
A₁ 2 Ø 25.Fig. 54.
B₁ 2 Ø 25.Fig. 55.
C₁ 2 Ø 25.Fig. 56.
D₄ 2 Ø 25.

Die Bruchursache (Tabelle IV, Heft 3) ist nur bei mit \varnothing 10 mm eisenbewehrten Balken die Erreichung der Eisenfestigkeit. Die \varnothing 5 mm-Balken zerbrachen bei der ersten Rißbildung (welcher Rechnungsspannungen bis 10 800 kg/cm² entsprachen); die Bruchlasten sind hierbei im Mittel nur wenig (um etwa 7 %) größer als jene der unbewehrten Körper. Alle übrigen Balken zerbrachen durch die Wirkung der Querkkräfte, wie es bei

Stäben (Fig. 46 bis 56) ist der Einfluß des größeren Elastizitätsmoduls auf die Lage der Nulllinie deutlich erkennbar, wenn auch das Gesetz nicht ganz regelmäßig ist. So sinkt die Nulllinie bei den Mischungen A bis C (Fig. 46 bis 48 und 53 bis 55), entsprechend den abnehmenden Elastizitätsmoduln von 83 bis 106 bzw. 111 bis 138 mm vom Druckrand, um bei der besseren Betonsorte D₄ (Fig. 51 und 56) wieder anzusteigen (87 und 129 mm), in

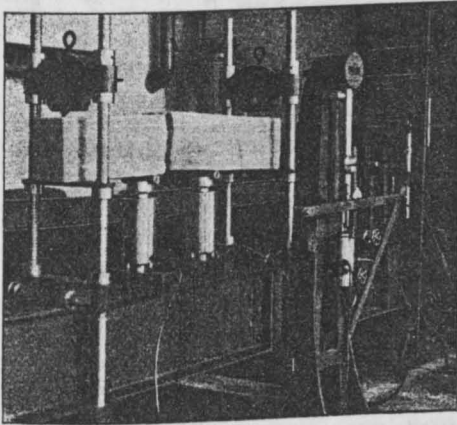


Fig. 57.

Bruch des Balkens A₁ ohne Eisen.

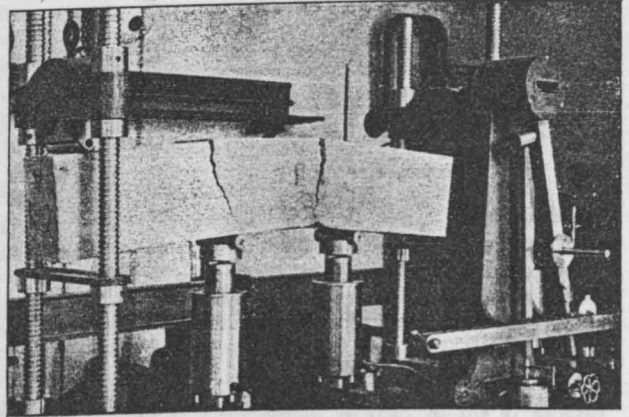


Fig. 58.

Bruch des Balkens B₂ 2 \varnothing 10 mm.

den verhältnismäßig hohen Balken naturgemäß ist. Die größten normengemäß berechneten Haftspannungen betrugen 34,2 kg/cm², die größte Betonpressung 202 kg/cm² (vergl. Fig. 57 bis 59).

Die Lage der Nulllinie der bewehrten Balken ist in den Fig. 38 bis 56 aus den an drei Punkten des Querschnittes gemessenen Längenänderungen dargestellt. Hieraus ergibt sich, daß die Querschnitte sich verkrümmen, und zwar zeigt die Zugzone fast immer eine verhältnismäßig größere Dehnung als die Druckzone. Da nur drei Meßpunkte zur Verfügung standen, so ist die konstruierte Lage der Nulllinie nur eine annähernd richtige, indem sie durch geradlinige Einschaltung ermittelt ist. Die Figuren zeigen, daß die Nulllinie im Belastungsbeginn unterhalb der Mittellinie liegt und mit den zunehmenden Spannungen nach dem Druckrand wandert. Die höchste Lage der Nulllinie ist bei den meisten Versuchen höher, als nach den Normen mit $n = 15$ sich ergibt. Nur bei wenigen Versuchen (Fig. 42, 43, 50, 55 und 56) ist annähernde Übereinstimmung vorhanden. Aus der hohen Lage der Nulllinie ist zu schließen, daß der Wert $n = 15$ in den meisten Fällen zu groß ist und $n = 10$ bis 12 bessere Übereinstimmung ergäbe.

Bei den Balken mit \varnothing 20 u. \varnothing 25 mm

einem Fall (Fig. 51), der Größe des Elastizitätsmoduls entsprechend, sehr bedeutend (auf 87 mm). Für Beton C und D₁ wäre demnach $n = 15$, für A, B und D₄ $n = 10$ entsprechend. Da meist Mischungen 1:3 bis 1:4 in Betracht kommen, würde $n = 10$ als angemessen zu erachten sein. Die Fig. 52 stellt die Spannungsverteilung in einem Betonbalken A₄ 2 \varnothing 20 mm mit freigeleg-

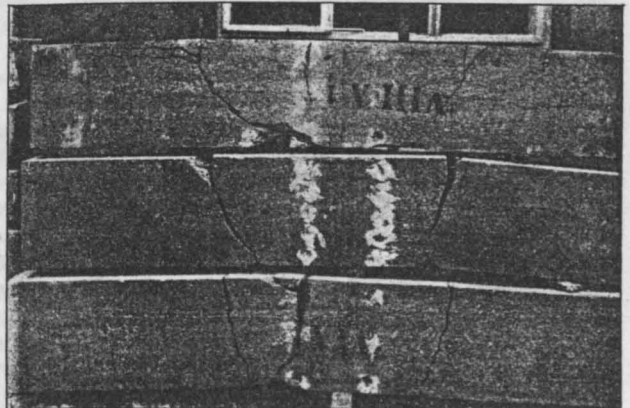


Fig. 59.

Bruch des Balkens A₁ 2 \varnothing 25, A₁ 2 \varnothing 20, A₁ 2 \varnothing 15 mm.
(Von oben nach unten.)

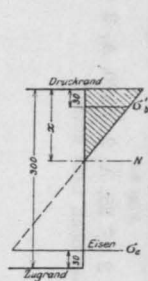


Fig. 60.

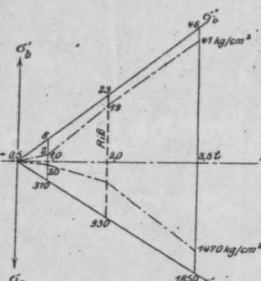
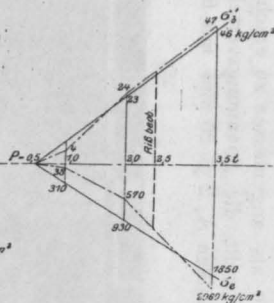
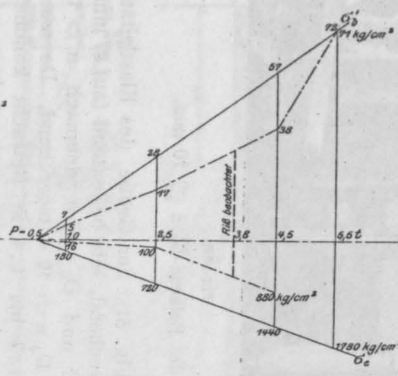
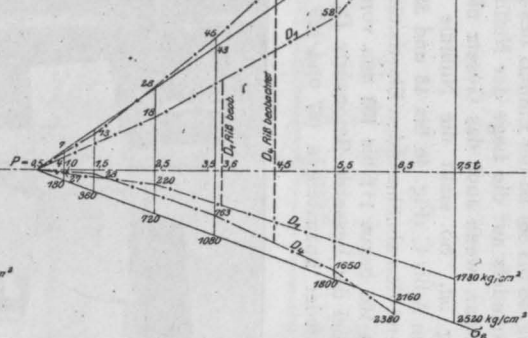
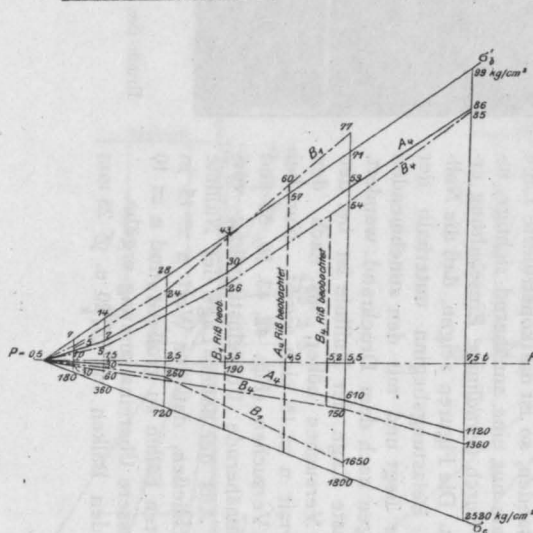
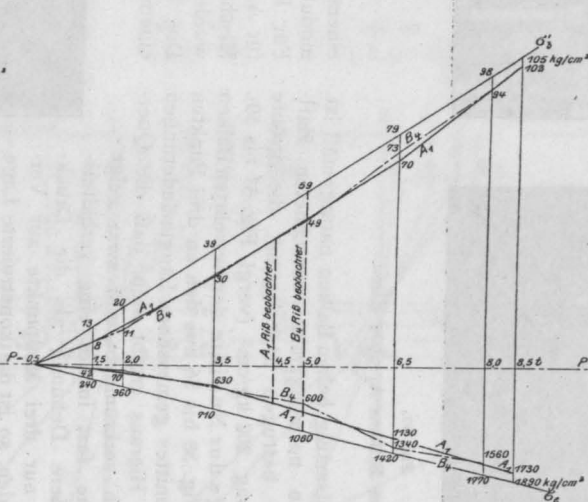
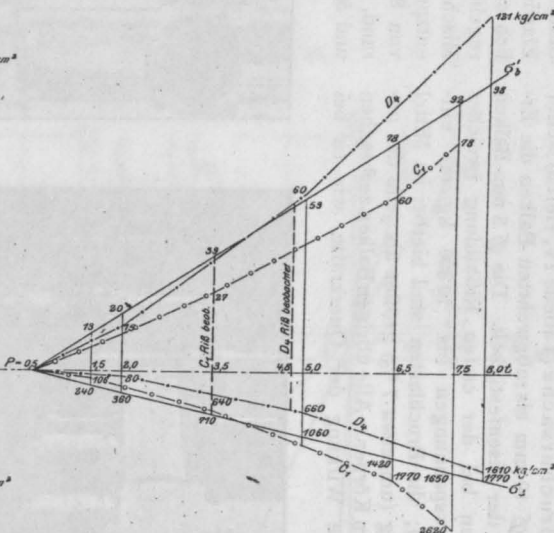
Fig. 61. B₁ 2 Ø 15.Fig. 62. D₁ 2 Ø 15.Fig. 63. A₁ 2 Ø 20.Fig. 64. D₁ D₄ 2 Ø 20.Fig. 65. A₄ B₁ B₄ 2 Ø 20.Fig. 66. A₁ B₄ 2 Ø 25.Fig. 67. C₁ D₄ 2 Ø 25.

Fig. 61–67. Gemessene und rechnungsmäßige Spannungen in den Balken. Die vollen geraden Linien bedeuten Rechnungsspannungen, die gebrochenen Linien stellen Messungswerte dar.

ten Eiseneinlagen dar, deren Dehnungen sonach unmittelbar gemessen werden konnten. Auffallenderweise bleibt deren Größe hinter dem Durchschnitt der anderen Balken zurück; bemerkenswert ist jedoch daran, daß schon die erste Lage der Nullinie über die Mitte fällt, wohl eine Folge der Betonausdehnung.

Die Spannungen im Beton und Eisen zeigen, wie aus den Fig. 61 bis 67 ersichtlich, verschiedenen Grad der Übereinstimmung mit den bezüglichen Rechnungswerten. Fast durchweg bleiben die aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Eisenspannungen hinter den Rechnungsspannungen zurück; bei kleinen Belastungen sehr beträchtlich, bei größeren Belastungen weniger. In einigen Fällen sind Überschreitungen vorhanden. Da die Dehnungen (mit einer Ausnahme) am Beton gemessen sind, erscheinen die Ergebnisse allerdings nicht einwandfrei. Wenn auch nicht ganz regelmäßig, so ist aus den genannten Darstellungen doch zu erkennen, daß die besseren Betonqualitäten, insbesondere D_4 , höhere Pressungen, als die rechnungsmäßigen, erhielten, daß also $n = 15$ zu groß ist und die Wahl $n = 10$ zutreffender wäre. Über die Randspannungen geben die Versuche, streng genommen, keinen Aufschluß, da die Verkürzungen 3 cm vom Rand entfernt gemessen (Fig. 60) und in den Fig. 61 bis 67 die an dieser Stelle auftretenden Spannungen dargestellt sind. Voraussichtlich würden die Randspannungen in jenen Fällen, in denen die Nullinie hoch liegt (Fig. 44 bis 48, 53 u. 54), im Verhältnis zu den Rechnungsspannungen größer sein, als in den zugehörigen Spannungslinien (Fig. 62 bis 66) dargestellt ist. Somit herrschte zwischen den Meßspannungen und den Rechnungsspannungen mit $n = 15$ bei den meisten Balken genügende Übereinstimmung, nur die Betonsorte D_4 würde hiervon eine Ausnahme machen.

Um den Anteil jedes einzelnen Beteiligten klar zu umgrenzen, sei zum Schlusse noch das Folgende festgestellt.

Die Idee und der Plan der Versuche sind geistiges Eigentum weil. Prof. v. Tetmajers. Die Versuche selbst sind in der Zeit, da seine Lehrkanzel und mit ihr das von ihm begründete mechanisch-technische Laboratorium der Wiener Hochschule verwaist waren, von dem Konstrukteur Dr.-Ing. Oswald Meyer unter der Aufsicht und tätigen Mitwirkung Prof. J. E. Briks durchgeführt worden. Dieser wäre der Berufenste gewesen, die wissenschaftliche Aufarbeitung der Versuchsergebnisse zu übernehmen; da er jedoch durch anderweitige Verpflichtungen hieran gehindert war — damit erklärt sich die lange Verzögerung der Publikation —, hat der gegenwärtige Inhaber der

Lehrkanzel und Leiter des Laboratoriums, Prof. B. Kirsch, sich mit Prof. Dr.-Ing. R. Saliger zum Zwecke gemeinsamer Bearbeitung und Veröffentlichung in Verbindung gesetzt.

c) Zusammenfassung.

Die von Tetmajer angeregten Versuche an $1\frac{1}{2}$ Jahre alten Probekörpern aus Beton und Eisenbeton erwiesen folgendes:

I.

Die Druckfestigkeit und Druckelastizität wird durch Eiseneinlagen ohne Querverbindung nicht gesteigert, eher vermindert. Naßlagerung erhöht die Druckelastizität und Festigkeit, letztere nur bei nicht bewehrten Proben.

II.

Die Zugfestigkeit wird durch Eiseneinlagen scheinbar etwas, durch Naßlagerung merklich vergrößert. Eine merkbare Vermehrung der Dehnungsfähigkeit durch Eiseneinlagen ist nicht vorhanden. Der Zugelastizitätsmodul ist größer als der Druckmodul.

III.

Der Gleitwiderstand beträgt 35 bis 47 kg/cm² Staboberfläche. Fetter Beton und geringe Eisen- spannung ergeben höhere Gleitwiderstände als magerer Beton und hohe Spannung. Nasser Beton erzeugt bei Trockenlagerung etwas größeren Gleitwiderstand als trockener Beton.

IV.

Die Biegezugfestigkeit ist beträchtlich größer als die reine Zugfestigkeit; die Eiseneinlagen vermehren die Biegezugfestigkeit scheinbar wesentlich. Der Biegeelastizitätsmodul ist merklich kleiner als der Druck- und Zugmodul; er wird durch die Eiseneinlagen vermindert. Für reine und sehr schwach bewehrte Betonbalken gilt das Hookesche Gesetz und die Naviersche Gleichung ziemlich genau bis zum Bruch, für stärker bewehrte Balken bis zur Reißbildung. Die Nullinie liegt beim Lastbeginn in den bewehrten und nicht bewehrten Balken unterhalb der Mitte gegen die Zugseite; nach der Reißbildung steigt die Nullinie bei den meisten Balken höher, als nach den Normen mit $n = 15$ berechnet. Die Reißbildung der stärker bewehrten Balken ist beobachtet bei durchschnittlich 0,15 bis 0,30 mm Dehnung auf 1 m, welcher eine tatsächliche Eisenspannung von 300 bis 600 kg/cm² entspricht. Die gemessenen Eisenspannungen sind fast stets kleiner, die Betonpressungen in den meisten Fällen, ungefähr übereinstimmend mit den Normenwerten mit $n = 15$.

tikale auf der H-Linie einen Punkt N'_0 mit derselben Ordinate abschneidet, wie die Gerade selbst auf der y-Achse, dann ist, wie leicht einzusehen ist, die uns gestellte Aufgabe gelöst, und wir haben die richtige F-Linie gefunden. Wie später an einigen Beispielen noch gezeigt werden soll, sind die bei der Annahme $x - y = \frac{d}{2}$ erzielten Rechnungsergebnisse, besonders bei Balken mit hohem Steg und dünner Platte sehr genau, und bei solchen Platten tritt ja auch stets der Fall $x > d$ ein.

Die richtige Lage der F-Linie wollen wir vorerst graphisch bestimmen. Nehmen wir (s. Fig. 2) versuchsweise mehrere Geraden an, welche durch den Punkt W_0 gehen, und bringen diese mit den entsprechenden, durch die Punkte N'_1, N'_2 usw. gelegten Horizontalen zum Schnitt, so erhalten wir eine Anzahl Punkte H_1, H_2 usw., welche alle den geforderten Bedingungen nicht entsprechen können, da ja der gesuchte Punkt H_0 auf der y-Achse liegen muß. Verbinden wir aber sämtliche bisher erhaltenen H-Punkte miteinander, so erhalten wir eine beinahe geradlinig verlaufende Kurve, welche den geometrischen Ort aller überhaupt möglichen H-Punkte darstellt und deren Schnitt mit der y-Achse den gesuchten Punkt H_0 , somit auch die richtige F-Linie ergibt. Die „H“-Kurve selbst ist, wie noch später nachgewiesen werden soll, zweiten Grades und verläuft asymptotisch zur x-Achse; sie besitzt, wie aus Fig. 2 zu ersehen ist, noch einen zweiten Ast, welcher aber für unsere Konstruktion nicht weiter in Betracht kommt. Da die Kurve stets beinahe geradlinig verläuft, kann sie mit Vorteil zur Konstruktion der F-Linie verwendet werden, um so mehr, da einer der auf ihr liegenden Punkte, nämlich W_0 stets von vornherein festliegt und demnach zur Erzielung eines möglichst großen Genauigkeitsgrades höchstens noch 2 Zwischenpunkte ermittelt werden müssen. Die zweckmäßigsten Zwischenpunkte erhalten wir bei Annahme der N-

Punkte im Abstand $\frac{1}{2} \cdot 15 W_e$ bzw. $\frac{3}{4} \cdot 15 W_e$ von der y-Achse, wobei der H-Punkt im ersten Fall meist rechts, im zweiten links der y-Achse zu liegen kommt.

Um die bisher gewonnenen graphischen Resultate auch rechnerisch verwerten zu können, müssen wir vorerst die Gleichungen der B- und H-Linie aufstellen: Die B-Linie geht durch den Ursprung O des Koordinatensystems und ihre Lage ist daher durch den Punkt D $\left(-\frac{b d^2}{2}, -\frac{d}{2}\right)$ gegeben. Ihre Gleichung lautet:

$$y = \frac{1}{b d} x \dots \dots \dots (1)$$

Die H-Linie hat die Gleichung

$$y = \frac{\gamma + 1}{b d} x - \gamma \cdot \frac{d}{2} \dots \dots \dots (2)$$

da sie durch die Punkte S $\left(\frac{b d^2}{2}, \frac{d}{2}\right)$ und T $\left(0, -\gamma \frac{d}{2}\right)$ bestimmt ist. Nehmen wir auf der B-Linie einen Punkt N_1 mit den Koordinaten x_1 und $y_1 = \frac{1}{b d} x_1$ an, verbinden denselben mit dem Punkt $W_0 (-15 W_e, 0)$ durch eine Gerade und stellen deren Gleichung

$$y = \frac{(x + 15 W_e) x_1}{b d (x_1 + 15 W_e)} \dots \dots \dots (3)$$

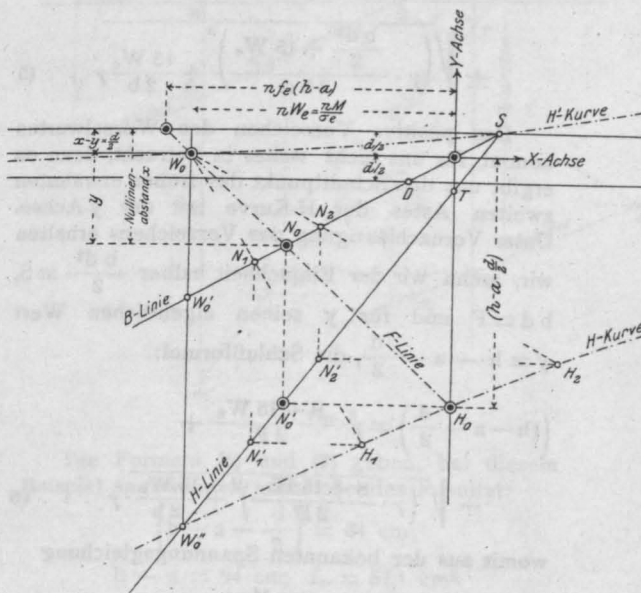


Fig. 2.

auf, so erhalten wir für $x=0$ den Schnittpunkt dieser Geraden mit der y-Achse, durch die Ordinate:

$$y = \frac{15 W_e x_1}{b d (x_1 + 15 W_e)} \dots \dots \dots (3a)$$

Projizieren wir nun den Punkt N_1 auf die H-Linie, so erhalten wir auf dieser einen Punkt N'_1 , dessen Ordinate y durch Einsetzung von $x=x_1$ in Gleichung (2) berechnet werden kann. Bestimmen wir aus den Gleichungen (2) und (3a) die Werte x_1 und zwar: aus Gleichung (2)

$$x_1 = \frac{2 b d y + \gamma b d^2}{2 (\gamma + 1)}$$

aus Gleichung (3a)

$$x_1 = \frac{-15 W_e \cdot b d y}{b d y - 15 W_e}$$

und setzen dieselben einander gleich, so erhalten wir die quadratische Gleichung

$$y^2 + \gamma \frac{\frac{b d^2}{2} + 15 W_e}{b d} y - \frac{15 W_e}{2 b} \gamma = 0 \quad (4)$$

deren Auflösung nach y uns, wie aus dem früher Gesagten ohne weiteres hervorgeht, den Punkt H_0 und, somit auch die richtige Lage der F-Linie ergibt.

$$y = -\gamma \frac{\frac{b d^2}{2} + 15 W_e}{2 b d}$$

$$\pm \sqrt{\left(\gamma \cdot \frac{\frac{b d^2}{2} + 15 W_e}{2 b d}\right)^2 + \frac{15 W_e}{2 b} \gamma} \quad (5)$$

Das positive Vorzeichen des Wurzelwertes kommt für uns nicht weiter in Betracht, denn es ergibt uns den Schnittpunkt des früher erwähnten zweiten Astes der H-Kurve mit der y -Achse. Unter Vernachlässigung des Vorzeichens erhalten wir, wenn wir der Einfachheit halber $\frac{b d^2}{2} = S$, $b d = F$ und für y seinen eigentlichen Wert $y = h - a - \frac{d}{2}$, die Schlußformel:

$$\left(h - a - \frac{d}{2}\right) = \gamma \cdot \frac{S + 15 W_e}{2 F} + \sqrt{\left(\gamma \cdot \frac{S + 15 W_e}{2 F}\right)^2 + \frac{15 W_e}{2 b} \gamma} \quad (6)$$

womit aus der bekannten Spannungsgleichung

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)}$$

auch der Eisenquerschnitt

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - a - \frac{d}{2}\right)} \quad (7)$$

gefunden ist.

Die durch die Gleichungen (6) und (7) gegebenen Entwurfsformeln haben außer ihrer verhältnismäßig großen Genauigkeit auch noch den Vorteil, daß bei ihrer Anwendung sowohl Beton- als auch Eisenbeanspruchung stets ein wenig unter den geforderten Grenzen liegen müssen. Und besonders dieser letztere Umstand dürfte dazu beitragen, daß bei Benutzung der obigen Formeln für Berechnungen, welche der baupolizeilichen Kontrolle unterliegen, nicht mehr der jedes-

malige umständliche Nachweis des x , y , σ_e und σ_b geführt werden müßte, was, wie jeder Praktiker gern zugeben wird, immerhin eine nicht geringe Zeitersparnis bedeuten würde.

Nachstehend möge eine Tabelle für verschiedene γ -Werte bei $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ Platz finden:

$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$									
$\sigma_b =$	25	26	27	28	29	30	31	32	kg/cm ²
$\gamma =$	2,66	2,57	2,48	2,38	2,30	2,22	2,15	2,08	
$\sigma_b =$	33	34	35	36	37	38	39	40	kg/cm ²
$\gamma =$	2,02	1,96	1,91	1,85	1,80	1,76	1,71	1,67	

Beispiel:

Gegeben ist $M = 31\,295 \text{ kgm}$, $b = 200 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$; $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, daher $\gamma = \frac{5}{3}$;

Es ergibt sich:

$$S = \frac{200 \cdot 10^2}{2} = 10\,000 \text{ cm}^3;$$

$$15 W_e = \frac{15 \cdot 31\,295 \cdot 500}{1000} = 46\,940 \text{ cm}^3;$$

$$2 F = 2 \cdot 200 \cdot 10 = 4000 \text{ cm}^2;$$

$$\left(h - a - \frac{d}{2}\right) = \frac{5}{3} \cdot \frac{46\,940 + 10\,000}{4000} +$$

$$\sqrt{\left(\frac{46\,940 + 10\,000}{4000} \cdot \frac{5}{3}\right)^2 + \frac{46\,940}{400} \cdot \frac{5}{3}} = 51 \text{ cm};$$

$$h - a = 51 + 5 = 56 \text{ cm};$$

$$f_e = \frac{31\,295 \cdot 500}{1000 \cdot 51} = 61,0 \text{ cm}^2.$$

Eine Nachrechnung ergibt:

$$x = 21,0 \text{ cm}; \quad y = 16,5 \text{ cm};$$

$$\sigma_e = 995 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_b = 39,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Ähnlich genaue Resultate erhalten wir bei Anwendung der Formeln (6) und (7) stets bei dünnen Platten und hohen Stegen. Bei großer Plattenstärke und Nutzbreite erhalten wir natürlich durch die Annahme $x - y = \frac{d}{2}$ ungünstigere Resultate. Bei großer Plattenstärke wird allerdings auch seltener der Fall eintreten, daß die Nulllinie außerhalb der Platte zu liegen kommt.

Es möge mir nun noch gestattet sein, an einem Beispiel kurz zu erläutern, wie wir, ohne die vereinfachende Annahme $x - y = \frac{d}{2}$ machen

zu müssen (allerdings auch mit einem kleinen Mehraufwand an Arbeit), imstande sind, die uns gestellte Aufgabe mit einem noch erheblich höheren Genauigkeitsgrad (und zwar auf graphischem Wege) zu lösen.

Es sei gegeben:

$M = 48\,000 \text{ kg/m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 20 \text{ cm}$; $\gamma = \frac{5}{3}$;
daher:

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2; \sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir bestimmen wie früher:

$$S = \frac{100 \cdot 20^2}{2} = 20\,000 \text{ cm}^3;$$

$$15 W_e = \frac{15 \cdot 48\,000\,000}{1000} = 72\,000 \text{ cm}^3$$

und konstruieren die B- und H-Linie. Hierauf ziehen wir eine Vertikale im Abstand ($-15 W_e$) von der y-Achse, welche die B-Linie im Punkt W_1' , die H-Linie im Punkt W_1'' schneidet.

Ebenso ziehen wir eine Vertikale durch den Punkt D_1 im Abstand $S = \frac{b d^2}{2}$ von der y-Achse.

Konstruieren wir nun die zu $x = \overline{WW_1'}$ u. $x = \overline{DD_1}$ gehörigen y-Werte (y: Abstand des Schwerpunktes des Betondrucktrapezes bzw. -dreiecks von der Nulllinie) und verbinden deren Endpunkte W_0 u. D_0 durch eine gerade Linie, so erhalten wir beinahe vollkommen genau die Kurve sämtlicher im Bereich W_1 bis D_1 zu verschiedenen Punkten der B-Linie gehörender y-Werte. Unter Zuhilfenahme dieser bestimmen wir diesmal die Punkte der H-Kurve, indem wir zu jedem angenommenen Punkt N den zugehörigen W-Punkt konstruieren und durch diesen die zugehörige F-Linie legen. Diese Konstruktion ist übrigens ohne weiteres der Figur 3 zu entnehmen. Der Schnitt der durch die gefundenen H-Punkte gelegten Kurve mit der y-Achse gibt uns in bekannter Weise H_0 und ebenso H_1' , welcher letzterer Punkt mit H_0 durch eine Gerade verbunden, die Lage der F-Linie bestimmt, mit der auch die Größe der Armierung (f_e) gefunden ist. Die F-Linie muß selbstverständlich auch durch den Punkt W_0 hindurchgehen, was eine gute Kontrolle für die

Richtigkeit der Konstruktion ergibt. — Aus der graphischen Konstruktion (Figur 3) ergibt sich:

$$h - a = 92 \text{ cm}; n f_e (h - a) = 79\,100 \text{ cm}^3$$

und somit

$$f_e = 57,4 \text{ cm}^2.$$

Durch Nachrechnung finden wir:

$$x = 34,5 \text{ cm}; y = 25,9 \text{ cm};$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

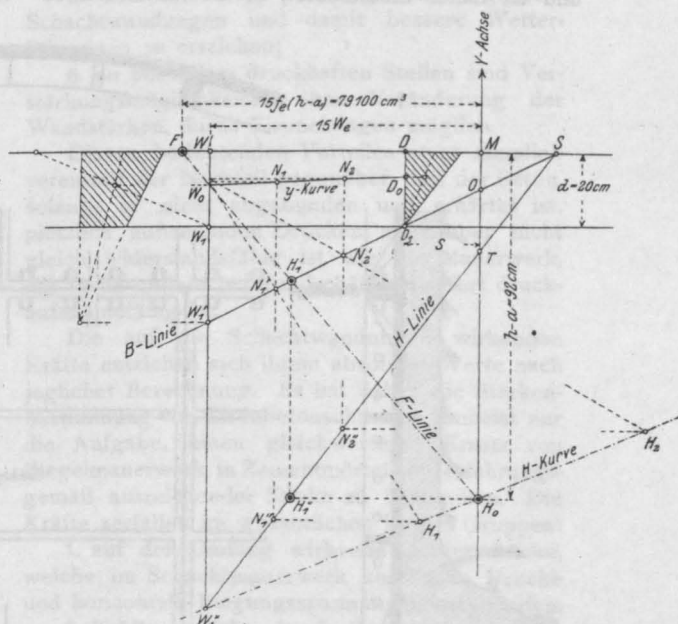


Fig. 3

Die Formeln (6) und (7) geben, bei diesem Beispiel angewendet, nachstehendes Resultat:

$$\left(h - a - \frac{d}{2}\right) = 84 \text{ cm};$$

$$h - a = 94 \text{ cm}; f_e = 57,1 \text{ cm}^2.$$

Eine Nachrechnung ergibt:

$$x = 35,2 \text{ cm}; y = 26,5 \text{ cm};$$

$$\sigma_e = 985 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_b = 39,2 \text{ kg/cm}^2,$$

also ein auch noch recht gut brauchbares Resultat.

NEUERE EISENBETON-KONSTRUKTIONEN IM GEBIETE DES BERGBAUES.

Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins,
Berlin, den 14. Februar 1911.

Von Dr.-Ing. K. W. Mautner,

Oberingenieur der Firma Carl Brandt, Düsseldorf.

Sehr geehrte Herren! Nachdem Sie soeben über umfangreiche Anwendungen der Eisenbetonbauweise im Eisenbahnbau viel Interessantes ver-

nommen haben, gestatte ich mir über ein Anwendungsgebiet zu sprechen, das sich bisher noch weit weniger zugänglich als das vorgenannte er-

Mautner

wiesen hat. Es sind zwar Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen in berg- und hüttentechnischen Betrieben sowie in allen anderen Industrieunternehmungen heute schon sehr häufig, doch sind diese Ausführungen, solche des Hoch- oder Brückenbaues, nicht von jenen gewöhnlicher Art besonders unterschieden. — Die Verwendung des Eisenbetons in speziell bergbaulichen Anlagen ist jedoch erst eine Errungenschaft der jüngsten Zeit und ist daher dies Gebiet, so unerschlossen es

betriebe zu den Hüttenwerken bestehen, welche an der Anwendung der Eisenkonstruktion stets interessiert sind als an der Anwendung des Eisenbetons.

Es wird sich nicht vermeiden lassen, daß ich, um eine kurze Übersicht über die bisherigen Anwendungen des Eisenbetons im Bergbau zu geben, viele betriebstechnische Einrichtungen und Vorgänge, welche zum Verständnis der Konstruktionen erforderlich sind, erläutere. — Auch kann

ich nur teilweise fertige und erprobte Ausführungen vorführen, da mehrere der interessantesten dieser Art eben erst in der Ausführung begriffen sind. Ich glaubte dennoch diese schon vorführen zu sollen, damit im Verlaufe des Jahres, welches zur Fertigstellung dieser einzelnen Anlagen noch notwendig wäre, von Ihnen schon neue Erfahrungen gesammelt werden können, und möchte ich daher meine heutigen Ausführungen als Anregung für Sie betrachtet sehen, dem Eisenbeton auf bergbaulichem Gebiete besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Ich werde mir gestatten, der Gewinnung des Materials und seiner Förderung zu folgen, sodann die Klassierung und Aufbereitung desselben zu behandeln und dem Gange dieser Pro-

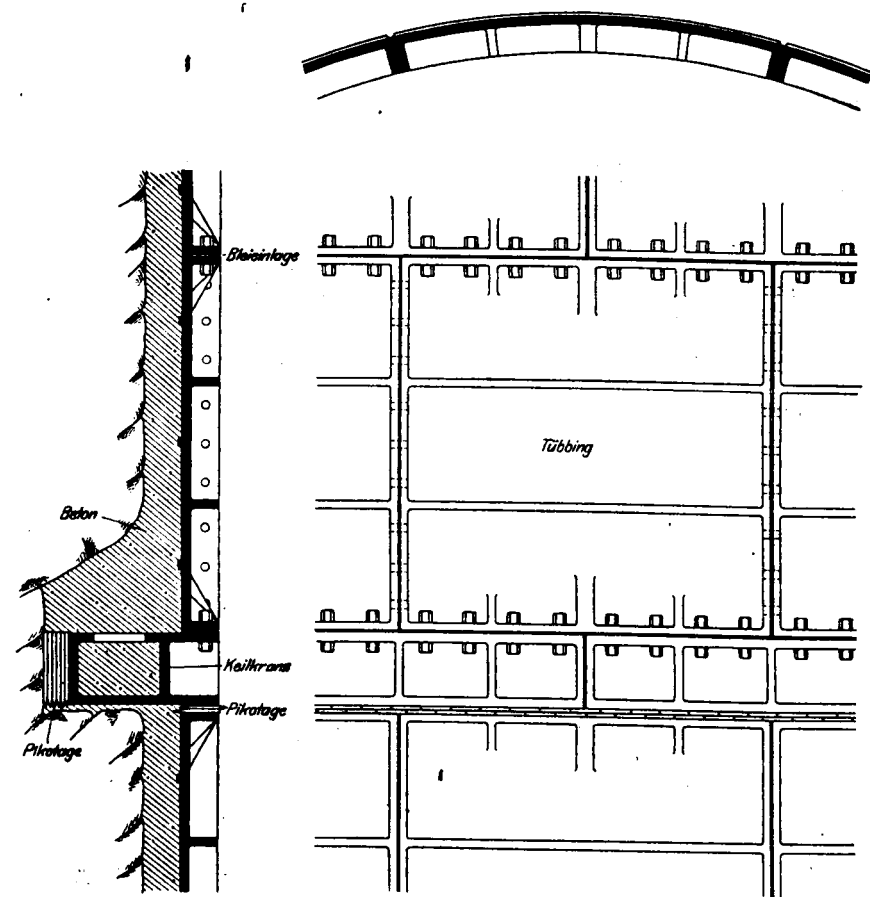


Fig. 1.

auch ist, vielleicht noch ein großes Arbeitsfeld für uns. Die Gründe, warum die Anwendung der Eisenbetonbauweise bei bergbaulichen Anlagen bisher zu den Seltenheiten gehörte, mögen in dem besonders entwickelten Konservatismus der konstruktiven Anschauungen der Bergleute liegen, welche, da sie unmeßbaren und unschätzbaren Naturkräften zumeist gegenüberstehen, die Abmessungen ihrer Bauwerke auf Grund alter Erfahrungen annehmen. — Ein weiterer Grund zur spärlichen Anwendung unserer Bauweise mag in den wirtschaftlichen Beziehungen der Bergbau-

zesse entsprechend die Verwendung unserer Bauweise zu schildern. Ich will daher zunächst auf Anwendung des Betons und Eisenbetons im Schachtbau kurz eingehen. Für Schachtauskleidungen sind schon in größerer Zahl Stampfbetonausführungen gewählt worden; sie haben gewöhnlich an Stelle von Mauerwerksausbau zu treten. — Eine Vergleichsrechnung der Bruchsicherheit von Ziegelmauerwerk in Zementmörtel und Stampfbeton doppelter Bruchsicherheit würde für zentrische Belastung wohl für letztgenanntes Material nur halbe Wandstärke ergeben. Die durch Un-

gleichförmigkeiten erzeugten exzentrischen Belastungen, auf die ich anlässlich der Besprechung der bei Schachtbauten auftretenden Kräfte noch später näher eingehen werde, ergeben hingegen bei dem angenommenen Festigkeitsverhältnisse wie 1:2, für den Stampfbeton nur eine kleine Überlegenheit gegenüber dem Ziegelmauerwerk in Zementmörtel, sofern eine Mitwirkung des Betons auf Zug, wie üblich, ausgeschlossen wird. Es kommt daher durch den Ersatz von Mauerwerk keine wesentliche Materialersparnis bei Stampfbeton in Betracht und auch keine wesentliche Verringerung der bedeutenden Ausbruchskosten. Es steht der Mauerwerksausführung allerdings der Vorteil kürzerer Herstellungszeit gegenüber und sind in einzelnen Fällen vielleicht für den Beton durch Materialverhältnisse auch ökonomische Vorteile gegeben; dies läßt sich jedoch nicht allgemein behaupten. Einige Vorteile der Stampfbetonauskleidung rechteckiger Schächte, welche mit Stichbogen als Wandungen hergestellt werden, sind im besseren Anschluß an das Gebirge zu sehen, wodurch die Bogenwirkung eher erreicht wird, als bei unvollkommenem Anschluß mit Mauerwerk. Ebenso bietet ein Stampfbetonschacht im allgemeinen auch größeren Widerstand den der Höhe nach auftretenden verbiegenden und abscherenden Kräften gegenüber als das Mauerwerk. Eine mit den vorbeschriebenen Schachtauskleidungen in Stampfbeton nicht zu verwechselnde Anwendungsart des Betons ist die als Füllbeton bei verschiedenen Methoden der Schachtabteufung. Seit der Erfindung der gußeisernen Cuvelage durch Chaudron und der Verwendung von Tübingen wird Beton als Füllmaterial zwischen diese und den wasserführenden Gebirgsstoß gebracht. Früher geschah dies vielfach durch Einbringung trockener Betonmischung hinter den Tübingen, welche das Wasser zum Abbinden dem Gebirge entzog, oder durch feuchte Betonmischung, welche man durch Zusatz von Alkalien zum raschen Abbinden brachte (Fig. 1).

Wir wollen uns nun dem Gebiete der Eisenbetonschachtauskleidungen zuwenden, welche dank ihrer Vorteile in vielen Fällen geeignet ist, andere Auskleidungsarten zu ersetzen, beziehungsweise dieselben zu verstärken. Wenn ich im nachfolgenden diese Vorteile kurz skizziere, so erwähne ich:

1. daß bei gleicher Sicherheit für zentrische und exzentrische Angriffe die Wandstärken für Eisenbeton bedeutend geringer sein können als bei Mauerwerk in Zementmörtel, daher die Ausbruchskosten gleichfalls verringert werden;
2. die vollständige Anpassungsfähigkeit der Betonauskleidung und das gute Ausfüllen von Hohlräumen bei zackigem und zerklüftetem Gebirgsstoß, wodurch das Entwickeln lebendiger Kräfte bei auftretenden Gebirgsbewegungen mög-

lichst verhindert wird und daher die Zerstörungsmöglichkeiten kleinere werden;

3. vergrößerte Widerstandsfähigkeit schiebenden Kräften gegenüber als Mauerwerk und größere Biegesteifigkeit zufolge vertikaler Eiseneinlagen der Höhe nach;

4. bei entsprechend dichten Mischungen auch größere, wenn auch nicht vollständige, Dichtheit der Schachtwandungen gegenüber Wassereintrüben;

5. sind im Beton im allgemeinen glattere Schachtwandungen und damit bessere Wetterführungen zu erreichen;

6. an besonders druckhaften Stellen sind Verstärkungsmöglichkeiten ohne Veränderung der Wandstärken, durch Eiseneinlagen möglich.

Diesen bedeutenden Vorteilen steht ziemlich vereinzelt der Nachteil gegenüber, daß der Beton, solange er nicht abgebunden und erhärtet ist, plötzlich auftretenden Drucken gegenüber nicht gleich widerstandsfähig ist wie das Mauerwerk, das insbesondere bei Rundschächten sofort druckaufnahmefähig ist.

Die auf die Schachtwandungen wirkenden Kräfte entziehen sich ihrem absoluten Werte nach jeglicher Berechnung. Es hat daher die Stärkenbestimmung von Eisenbetonschächten zumeist nur die Aufgabe, einen gleichwertigen Ersatz von Ziegelmauerwerk in Zementmörtel von erfahrungsgemäß ausreichender Stärke zu bestimmen. Die Kräfte zerfallen im wesentlichen in drei Gruppen:

1. auf den Umfang wirkende Gebirgsdrucke, welche im Schachtmauerwerk zentrische Drucke und horizontale Biegungsspannungen hervorruhen;
2. Kräfte, welche durch Bewegung übereinandergelegter Gebirgsschichten eine abscherende Wirkung auf den Schachtquerschnitt ausüben;
3. vertikale Biegungsspannungen und einbeulende Kräfte, welche der Höhe nach auf die Schachtröhre wirken.

Die überwiegenden Kräfte sind erfahrungsgemäß die Horizontaldrucke und die Scherkräfte. Die vertikalen Biegungsspannungen der Schachtröhre scheinen weniger Bruchursachen zu sein, wie schon aus der in Bergmannskreisen verbreiteten Ansicht hervorgeht, daß ein Schacht größeren Durchmessers weniger Sicherheit bietet, als der kleineren Durchmessers. Die Hauptrolle unter den angreifenden Kräften spielen somit die radial am Umfange gerichteten Gebirgsdrucke. Wie früher bemerkt, ist deren absolute Größe nicht bestimmbar. Für die Frage des gleichwertigen Ersatzes von Ziegelmauerwerk in Zementmörtel durch Eisenbeton kommen aber nicht allein die Verhältnisse der Bruchfestigkeiten beider Materialien in Betracht, wie dies scheinbar bei den ersten Eisenbetonauskleidungen angenommen wurde. Es wäre unrichtig, die Stärkenbestimmung einfach im umgekehrten Verhältnis der

zwar A auf jenen Punkt mit der kleinsten, B mit der größten Belastungsordinate. Die eingetragenen Werte der Ungleichförmigkeiten w sind auf der Abscissenachse, die Werte der größten Belastung auf der Ordinatenachse aufgetragen. Die Werte der Ungleichförmigkeiten w_A und w_B sind jene Ungleichförmigkeitsgrade, bei welchen der Mauerwerkmantel erschöpft ist. Die Werte w'_A (und w'_B) stellen jene Ungleichförmigkeitsgrade dar, bei welchen im Mauerwerk bereits Zugspannungen auftraten, welche aber aus der Rechnung ausgeschaltet wurden. Aus dem Verlauf der gestrichelten Eisenbetonkurve gegenüber der Mauerwerkskurve ist zu ersehen, daß in diesem Falle der Ersatz ein vollwertiger ist, da bei gleichen Ungleichförmigkeitsgraden vom Eisenbetonmantel höhere Pressungen vertragen werden, als vom Mauerwerk. Es ist aber auch aus dem Schaubilde zu ersehen, daß dieser Vergleich sich über mehrere Ungleichförmigkeitsgrade erstrecken muß, da man bei der Ungleichförmigkeit Null oder nahe derselben durch die große Überlegenheit des Eisenbetonquerschnittes leicht irregeführt werden könnte und die vorhin bezeichnete falsche Annahme einer Gleichwertigkeit machen könnte, welche nur auf das Verhältnis der Bruchfestigkeiten für zentrische Drucke allein basiert ist.

Ich gehe nunmehr nach dieser kurzen Beschreibung der bisher vorliegenden spärlichen theoretischen Grundlagen auf die Ausführung einiger Schachtauskleidungen über, von welchen ich besonders zwei behandeln und gegenüberstellen will. Die erste dieser Ausführungen ist durch Veröffentlichungen in Fachkreisen schon bekannt*).

Im Gegensatz zu dieser Eisenbetonauskleidung im festen Steinkohlengebirge will ich nunmehr eine Schachtauskleidung im losen, ja sogar schwimmenden Gebirge behandeln. — Diese Auskleidung eines rund 400 m tiefen Schachtes, welcher nach dem verbesserten Gefrierverfahren von der Tiefbau- und Kälte-Industrie Akt.-Ges. vorm. Gebhardt & Koenig, Nordhausen, niedergebracht wird, wird von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf, in Eisenbeton ausgekleidet. Bis zum heutigen Tage sind ca. 300 m des Schachtes abgeteuft und über 200 m ausgekleidet. Die Anwendung der Eisenbetonauskleidung in diesem Falle, und speziell zu eigenartiger Verstärkung der Cuvelage, ist eine vollständig neue und gestatte ich mir daher sie ausführlicher zu behandeln. Das im Jahre 1883 von Poetsch das erstmal angewendete Gefrierverfahren stellt eine der geistreichsten und kühnsten Errungenschaften der Tiefbohrtechnik dar. Ich gebe in nachfolgendem eine kurze Beschrei-

bung dieser Methode nach den Mitteilungen des Herrn Direktor Zaeringer der obengenannten Tiefbohrfirma*).

Das Prinzip der Methode besteht, wie schon der Name sagt, in Kältezuführung an das Gebirge, wodurch dasselbe aus seinem losen und schwimmenden Aggregatzustand in den festen verwandelt wird. Um den Schacht werden in Abständen von $1\frac{1}{2}$ bis 2 m vom äußeren Rand desselben, in Entfernungen von rund 1 m voneinander, Bohrlöcher abgebohrt, in diese sodann fünfzöllige, starkwandige Gefrierrohre aufgehängt, in welche wiederum 1–2 zöllige Gasrohre, die sogenannten Fallrohre, eingehängt werden. Die Fallrohre sind mit der Verteilungsleitung, die Gefrierrohre mit der Sammelleitung verbunden. Die Kälteerzeugungsanlage besteht aus den Kompressoren, den Kondensatoren und den Refrigeratoren. Als Kälte Träger wird gewöhnlich eine Chlormagnesiumlauge benützt, welche in den Refrigeratoren bis auf minus 20° abgekühlt und durch die Verteilungsleitung den Fallrohren zugeführt wird. Die Lauge steigt sodann nach Durchlaufen der Fallrohre in den Gefrierrohren wieder in die Höhe, gelangt in die Sammelungsleitung, um, nach Umspülung der Kühlschlangen von neuem abgekühlt, wieder der Verteilungsleitung zugeführt zu werden. Welche gewaltige maschinelle Einrichtung zu dieser Kälteerzeugung notwendig ist, erhellt aus der Angabe, daß für den in Rede stehenden Schacht der Gewerkschaft Carl Alexander in Baesweiler bei Aachen von den Ammoniak-Kompressionsmaschinen pro Stunde 1 250 000 Kalorien geleistet werden. Nach und nach bilden sich um die 35 Gefrierrohre herum Eismäntel, die sich immer mehr verdicken, sich endlich berühren und ineinander übergehen. Bei fortschreitender Eismantelbildung um den Schacht wird die Temperaturdifferenz der gekühlten und rücklaufenden Lauge stets geringer. Den Beginn der Schließung des Eismantels zeigt das Steigen des Wassers im Vorschachte an, welcher gewöhnlich bis zum Grundwasser niedergebracht wird. Das vom Eismantel eingeschlossene Grundwasser kann nämlich nicht mehr entweichen und steigt zufolge der Volumvermehrung im Vorschachte in die Höhe. Kurz darauf kann mit dem Abteufen begonnen werden. Das Abteufen geschieht durch Schießarbeit, wobei die Schüsse nicht zu nahe dem Gebirgsstoß gesetzt werden dürfen, da der Eismantel leicht beschädigt werden kann. Die Bodenarten, welche im vorliegenden Falle durchteuft würden und noch zu durchteufen sind, sind Lehm, Kies, Ton, Braunkohle, verschiedene Sande,

*) Näheres: Zaeringer: „Das Gefrierverfahren und seine neueste Entwicklung“ „Kohle und Erz“ 1911, Nr. 1 und 2; — V. Gebhardt: „Frostmauerbrücke“ in „Deutsche Bergwerkszeitung“, 11 Jahrg., Nr. 246 und 247; — Riemer: „Das Schachtabteufen in schwierigen Fällen“.

*) Meurer: „Der Eisenbeton zum Auskleiden von Schächten im Steinkohlengebirge.“ Deutsche Bauztg. 1910, Nr. 28 u. 32. Mitt. Nr. 8 u. 9.

Sandstein, Ton mit Muschelschalen bis auf das Steinkohlengebirge.

Die meisten Schwierigkeiten setzen der Gefriermethode die Braunkohlenschichten entgegen, da dieselben als schlechte Wärmeleiter und zu meist wasserarme Schichten, der Kälteübertragung den größten Widerstand leisten. Ebenso verhält sich Ton und toniger Sand wesentlich ungünstiger als der Schwimmsand. Bis in die jüngste Zeit hielt man das Abteufen eines Schachtes nach dem Gefrierverfahren über etwa 200 m Tiefe für ein sehr zweifelhaftes Unternehmen. So hat man aus der Tatsache, daß reines Eis bei etwa 20 Atmosphären Druck sich schon plastisch verhält und sich beispielsweise durch entsprechend profilierte

gehabt hätte und bei minus 15° noch immer 138 kg/qcm, während reines Eis bei derselben Temperatur nur eine Festigkeit von 18 kg/qcm, somit etwa nur den 7.—8. Teil des Sandeises an Druckfestigkeit aufwies. Aus dieser Tatsache erklärt sich die große Widerstandsfähigkeit der mehrere Meter starken Frostmauer. Eine provisorische Verzimmerung wie bei anderen Arten des Abteufens wird nur dort angewendet, wo sie nach bestehender bergpolizeilicher Vorschrift angewendet werden muß; notwendig ist dieselbe nicht. Der Gebirgsstoß hat gewöhnlich eine Temperatur von minus 6° Celsius, während die Lufttemperatur selten unter minus 4° sinkt. Der Schacht reicht also bis auf eine Tiefe von 400 m und liegt in seinem größten Teil in wasserführenden Sand- und Tonschichten. Die Beanspruchung seines Ausbaues ist somit eine ungewöhnlich große; es wurde daher von der Gewerkschaft Carl Alexander gußeiserne Cuvelage zum Ausbau gewählt. Soll dieselbe aber selbst bei hohen zulässigen Inanspruchnahmen des Gußeisens nur den zentrischen Drucken einer 400 m-Wassersäule gewachsen sein, so ergeben sich bereits ungewöhnlich starke Abmessungen der Tübinge. Nun treten, wie früher auseinandergelegt, außerdem noch immer Biegemomente durch ungleichförmige Druckverteilungen am Umfange auf, welche selbst in diesen außergewöhnlich starken Tübingen wohl geeignet sind, gefährliche Spannungen hervorzurufen, da besonders das Gußeisen ein auf Biegung nur schwach widerstehendes Material ist. So faßte denn der Obergeringieur der Gewerkschaft Carl Alexander in Völklingen, Herr Grüter, den Plan, neben der gußeisernen Cuvelage einen Eisenbetonausbau anzuordnen. Bevor jedoch in dieser hochwichtigen Frage ein Entschluß gefaßt werden konnte, mußte man sich über drei wichtige Punkte im klaren sein:

1. Bedeutung der Eisenbetonring neben dem starken Tübingring eine nennenswerte Verstärkung und wird die Bruchgefahr entsprechend herabgemindert?
2. Gelingt es, den Beton mit Sicherheit gegen die kalte Gebirgswand zu stampfen und zum Abbinden zu bringen?
3. Wie ist die günstige konstruktive Ausbildung beider Bauteile und besonders ihre gegenseitige Lage im Schacht?

Zur Beantwortung dieser drei Grundfragen wurden von der Firma Carl Brandt sowohl theoretische Untersuchungen als auch Laboratoriums- und Bauversuche ausgeführt. Um die erste Frage entscheiden zu können, mußte man sich darüber klar werden, ob der Eisenbeton mit der gußeisernen Cuvelage zu einer Art Verbundkörper vereinigt werden sollte, oder ob die Wirkung beider Röhren, wie die zweier unverbundener, in-

Momentenanteile für 400 m

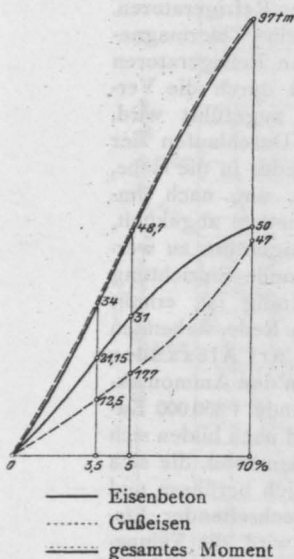


Fig. 4.

Normalkraftanteile für 400 m

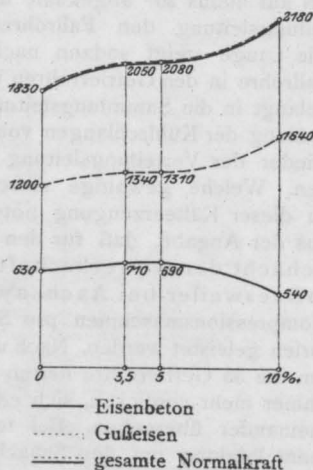


Fig. 5.

Öffnungen zu Stangen pressen läßt, die Folgerung abgeleitet, daß die Frostmauer bei 200 m Tiefe, also bei der obengenannten Pressung von 20 Atmosphären bereits durch Übergehen in den plastischen Zustand brechen müßte. Diese Vermutungen haben sich aber als nicht richtig erwiesen, wie die Tatsache zeigt, daß bereits von obengenannter Firma ein Schacht von 325 m Tiefe größtenteils im Schwimmsand niedergebracht wurde*). Die Ursache des Gelingens liegt wahrscheinlich darin, daß das Eis dieser Bodenarten eine viel größere Druckfestigkeit hat, als das reine Eis. So gibt Herr Zaeringer Versuche bekannt, nach welchen Eis aus feingewaschenem Baggersand 185 kg/qcm Festigkeit bei minus 20°

*) S. a. Stegemann: „Fortschritte im Schachtabteufen, insbesondere auf der linken Rheinseite“. Z. V. d. J. 1911, S. 103.

einander gesteckt, vor sich gehen sollte. — Aus rein konstruktiven und praktischen Gründen, welche aber die höchste Bedeutung haben, mußte man sich für letzteres entschließen.

Die gußeiserne Cuvelage hat neben ihrer statischen Aufgabe auch die wichtige Aufgabe der Dichtung des Schachtes gegen das unter hohem Druck stehende Grundwasser zu bewirken. Diese Dichtung wird durch Verschraubung der Tübingringe und Verstemmen der Flanschen derselben mit Blei erreicht. Die Dichtung ist durch den Beton bei Wasserdruck von 40 Atmosphären wohl nicht mehr erreichbar. Die Hauptarbeit der Dichtung kann erst gemacht werden, wenn der Schacht aufgetaut ist, da derselbe dann bedeutende Bewegungen ausführt und nachgedichtet und verstemmt werden muß; das ist natürlich bei innenliegendem Eisenbetonmantel unmöglich. So klar sich bei den v. Emperger'schen Versuchen*) eine Verbundwirkung durch die außenliegende Rohrtour gezeigt hat, so konnte hiervon keine Anwendung gemacht werden und mußte die Wirkung beider Röhren als nebeneinander erfolgend für die Kräfteaufnahme betrachtet werden. Die verwendete Tübingart sind größtenteils sogenannte Kreuztübinge, das sind solche mit nach innen und außen vorspringenden horizontalen und vertikalen Rippen**). Die reine Wandstärke derselben ist oben 30 mm und wächst nach unten bis auf 70 mm. Im obersten Teil bis zur Schachttiefe von etwa 100 m sind Tübinge mit nur nach innen springenden Rippen angeordnet. Einschließlich der Rippen ist die obere Stärke 145 mm, die untere Abmessung der Kreuztübinge 370 mm. Auf Grund von Berechnungen wurde festgestellt, daß, wenn Eisenbetonmantel und Tübingring nebeneinander, wie zwei aufeinander gelegte Platten verschiedenen Materials wirken sollen, die Aufteilung der Kräfte, wie etwa auf diesem Schaubilde dargestellt, vorsich geht (Fig. 4 u. 5). Der Eisenbetonmantel hat oben eine Stärke von 30 und unten von 40 cm und eine beiderseitige Ringbewehrung von etwa 1%, außerdem eine Vertikalbewehrung von etwa einem halben Prozent. Unter der allerdings nicht erwiesenen Annahme, daß das Superpositions-gesetz für die exzentrische Druckbeanspruchung beider Materialien anwendbar ist, ergab sich, daß der Eisenbetonmantel einen großen, ja sogar überwiegenden Teil der Biegemomente der Druckungleichförmigkeiten, der gußeiserne Mantel hingegen den größten Teil der Normalkräfte aufnimmt. Dies rührt daher, daß die Aufteilung der Biegemomente nach den Produkten des

Elastizitätsmoduls mit dem Trägheitsmomente für jedes Material vor sich geht und obwohl der Elastizitätsmodul des Betons nur ein Bruchteil desjenigen des Gußeisens ist, das Trägheitsmoment des Betonquerschnittes bedeutend überwiegt. Ein umgekehrtes Verhältnis stellt sich für die Aufnahme der Normalkräfte ein. Auf diesem Schaubilde (Fig. 4) sehen Sie beispielsweise für eine Tiefe von 400 m, bei einer angenommenen Ungleich-

Spannungen der kombinierten Auskleidung
und für gußeiserne Cuvelage allein.

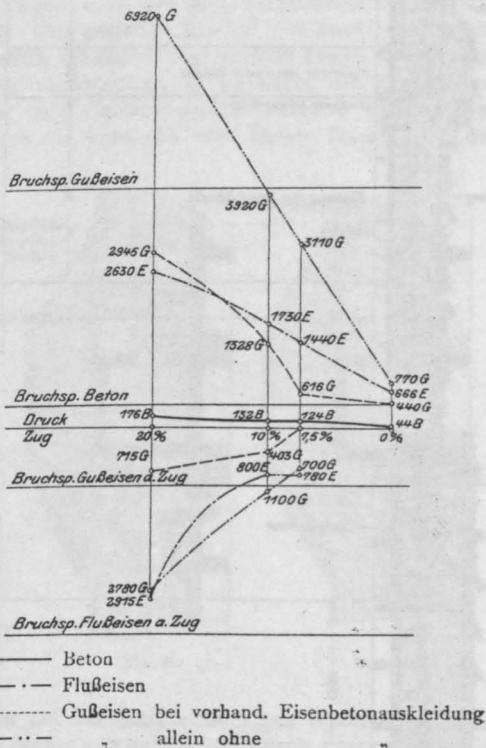


Fig. 6.

förmigkeit von 50%, daß etwa $\frac{2}{3}$ des größten Biegemomentes vom Betonquerschnitt und nur $\frac{1}{3}$ vom Gußeisen zu bewältigen ist, während umgekehrt (Fig. 5) von den Normalkräften etwa $\frac{7}{20}$ vom Beton, hingegen $\frac{13}{20}$ vom Gußeisen aufgenommen werden müssen. Hieraus erhellt, daß die Verteilung der Angriffe eine sehr zweckmäßige ist, da das für Druck hochwertige Gußeisen vornehmlich die zentrischen Drucke aufzunehmen hat, während die Aufnahme der durch Ungleichförmigkeiten hervorgerufenen Biegemomente dem Eisenbeton zufällt. Vergleichende Spannungsrechnungen sind bei den hohen Materialbeanspruchungen nicht mehr von großem Werte, da die gebräuchlichen Rechnungsannahmen sowohl für den Eisenbeton

*) „Beton und Eisen“ 1910, H. IX u. X und Förster: „Eine neue Verwendung des Eisenbetonbaus zum Auskleiden von Bohrlöchern“. Zschft. für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1910, S. 381. Im Vortrage wurden diese Versuche an Hand von Bildern der Bruchproben erläutert.

**) Heise-Herbst, Bergbaukunde 2. Bd., S. 126, Fig. 175.

als auch für das Gußeisen unrichtig sind. Es kommt ihnen daher nur der Grad einer Schätzung zu: — So ergibt sich beispielsweise bei der angenommenen Druckungleichförmigkeit von 10% bei

1100 kg/qcm bekommen, somit schon gebrochen sein. Aus diesen und anderen Vergleichsrechnungen ist zu ersehen, daß die Eisenbetonauskleidung, sofern sie zu voller Wirkung kommt, eine bedeutende Entlastung der Cuvelage bedeutet und daher bei diesen gewaltigen Kräften von größtem Werte ist.

Nachdem man über den statischen Effekt dieser Auskleidung im klaren war, war die Hauptschwierigkeit die, ob es gelingen wird, den gegen die kalte Gebirgswand gestampften Beton zum Abbinden zu bringen. Bezüglich des Einflusses des Frostes auf die Abbindefähigkeit des Betons

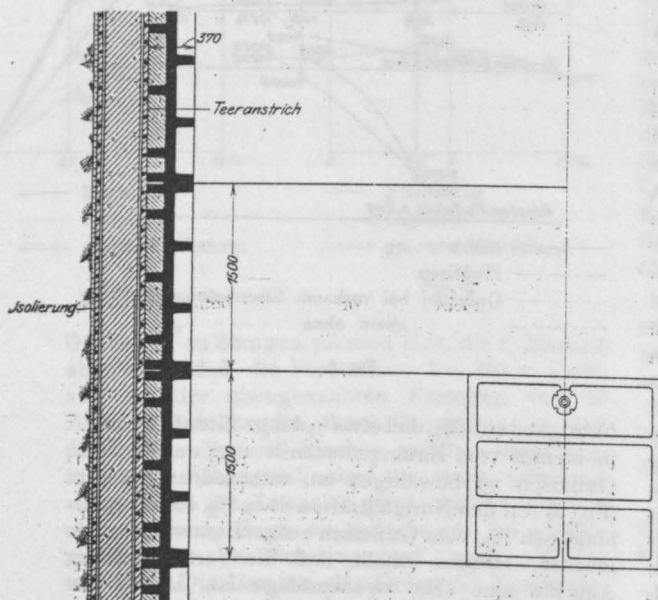
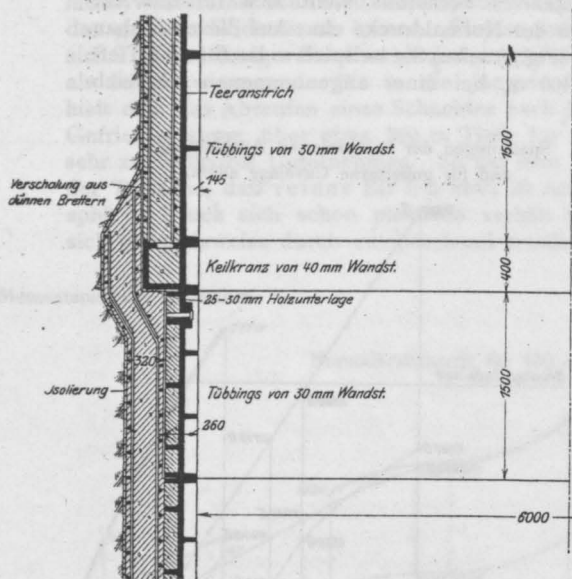


Fig. 7.

100 m Tiefe, (Fig. 6) daß der Beton eine Druckspannung von etwa 130 kg, das Eisen im Eisenbeton eine Druckspannung von 1300 und eine Zugspannung von 400 kg erhalten würde. Der Gußeisenmantel allein würde aber eine Druckspannung von nahezu 4000 kg/qcm und eine Zugspannung von

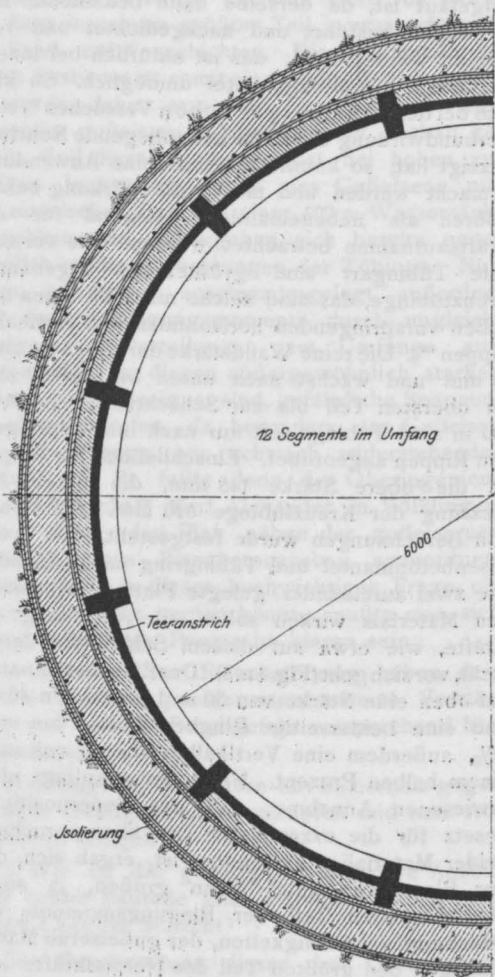


Fig. 7 a.

muß vorausgeschickt werden, daß es sich nicht darum handelt, sofort eine widerstandsfähige Betonwand zu erhalten, sondern daß die Erhärtung bis zur völligen Auftauung des Gebirges hinausgeschoben werden kann. Der Auftauprozess erfolgt im allgemeinen vom Schachtinnern nach dem

Gebirge zu. Man hat beispielsweise vor, um den Auftauprozess zu beschleunigen, den Schacht nach vollendeter Abteufung und Auskleidung mit Wasser höherer Temperatur volllaufen zu lassen. Der Eismantel verschwindet also langsam vom Umfang des Schachtes gegen das Gebirge zu. Der Beton wird dabei in normale Temperatur gebracht und der gestörte Abbindeprozeß kann weiter statthaben, ohne daß die Betonwandungen bereits bedeutende Beanspruchungen erfahren. Es ist nämlich hinter der aufgetauten Wand noch immer ein Eismantel vorhanden, welcher in dem ist, die

Ungleichförmigkeiten und abscherenden Kräfte aufzunehmen, während der zentrische Wasserdruck von den Tübingen bewältigt wird. Es ist sonach anzunehmen, daß während dieses mehrerer Monate lang währenden Auftauprozesses die Betonauskleidung erst ihre maximale Festigkeit erreicht. Von der Firma Carl Brandt wurden nun Laboratoriums- und Bauversuche dahingehend angestellt, ob es wohl möglich ist, durch Zusätze zur Mörtelmischung und durch Verwendung von Isolierung gegen den Gebirgsstoß den Beton vor Eindringen der Kälte gleich beim Einbringen wenigstens so weit zu schützen, daß er eine gewisse minimale Festigkeit erreicht. Nach allen

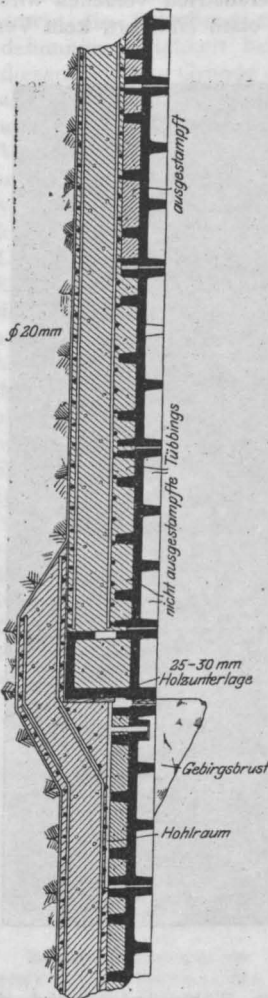


Fig. 7b.

Erfahrungen und Versuchen über Frostwirkungen auf Beton ist anzunehmen, daß, wenn dieses primäre Abbinden stattgefunden hat, der Abbindeprozeß einfach so lange aussetzt, als die niedrige Temperatur herrscht, um dann, bei Eintreten normaler Temperatur, wieder seinen Fortgang zu finden. Die Laboratoriumsversuche bestanden in einer Versuchsanordnung, welche der hier vorgeführten von Professor Germer entsprach*).

*) Bericht über die XII. Hauptvers. d. D. B. V. 1909. (Die Versuchsanordnung wurde im Vortrage beschrieben)

Die ohne Calcidum bereiteten Körper ergaben nur geringe Festigkeiten. Die Festigkeitszunahme nach längerer Lagerung in normaler Temperatur war ganz bedeutend. So war nach weiteren 32 Tagen ein Festigkeitszuwachs bei einer Probe von 104% zu verzeichnen. Ein Beweis dafür, daß durch die lange Frostwirkung die Abbindefähigkeit des Betons nicht aufgehoben, sondern nur hinausgeschoben, und die Abbindezeit verlängert wird. Gegenüber den bloß mit Wasser bereiteten zeigten die mit Calcidumzusatz versehenen Körper nach 38 Tagen eine um 72%, und nach weiteren 32 Tagen eine um 96% vergrößerte Bruchfestigkeit. Der günstige Einfluß von Isoliermitteln war deutlich erkennbar und nach 38 Tagen mit 17 bzw. 42% nachweisbar, je nachdem die Probe ohne oder mit Calcidumzusatz bereitete worden war. Durch die Versuche war ferner festgestellt, daß

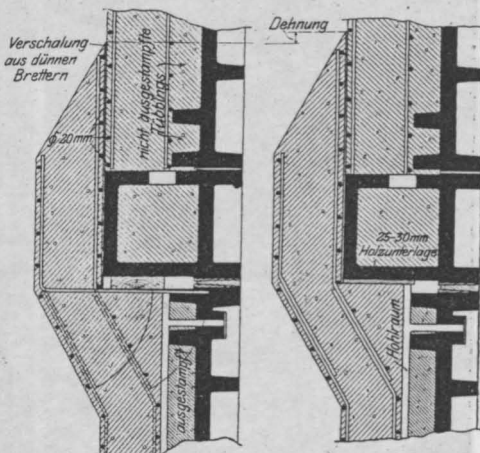


Fig. 8.

Fig. 8a.

selbst bei der extrem niedrigen Wand- bzw. Temperatur von minus 15° durch geeignete Isolierung und durch Zusatz von Calcidum nach entsprechender Einwirkung normaler Temperaturen, selbst nach langer Frostperiode, die gewöhnlichen Festigkeiten von Eisenbetonkonstruktionen sicher zu erreichen sind. Dabei war die Versuchsanordnung viel ungünstiger als die Verhältnisse im Schachte selbst liegen, da die Körper zufolge des kleinen geschlossenen Versuchsraumes auch allseitig von einer ebenso niedrigen Lufttemperatur umgeben waren, während die Lufttemperatur im Schachte gewöhnlich über Null beträgt. Es wurde deshalb auch ein Probeschacht ausgefroren und mit Beton ausgekleidet, wobei die unmittelbar erzielten Festigkeiten bedeutend größere waren als im Versuchskasten.

Nachdem somit die Grundfragen in befriedigender Weise gelöst waren, konnte im August vergangenen Jahres mit der Auskleidung begonnen

werden. Der Gefrierprozeß war seit März vergangenen Jahres beendet. Der Bauvorgang gestaltet sich, wie folgt (Fig. 7 u. 7 a):

Es wird absatzweise in Strecken von 24–50 m abgeteuft und hierauf ausgekleidet. Nach Verlegen eines Keilkranzes, welcher gegen den Gebirgsstoß fest piccotiert wird, wird die Isolierung gegen den Gebirgsstoß versetzt und das innere und äußere Geflecht in Segmenten hinab geför-

Tübingkranz versetzt und die Eisenbetonauskleidung höher geführt usw. Wie schon oben erwähnt, sind die Tübinge sogenannte Kreuztübinge, welche auch gegen das Gebirge zu vorspringende Rippen haben. Diese Tübinge werden über Tage derart ausbetoniert, daß der äußere Umfang der Ausbetonierung mit der Rippenkante zusammenfällt und mit einem Teeranstrich versehen wird. Es ist also, wie schon oben erläutert, kein Ver-

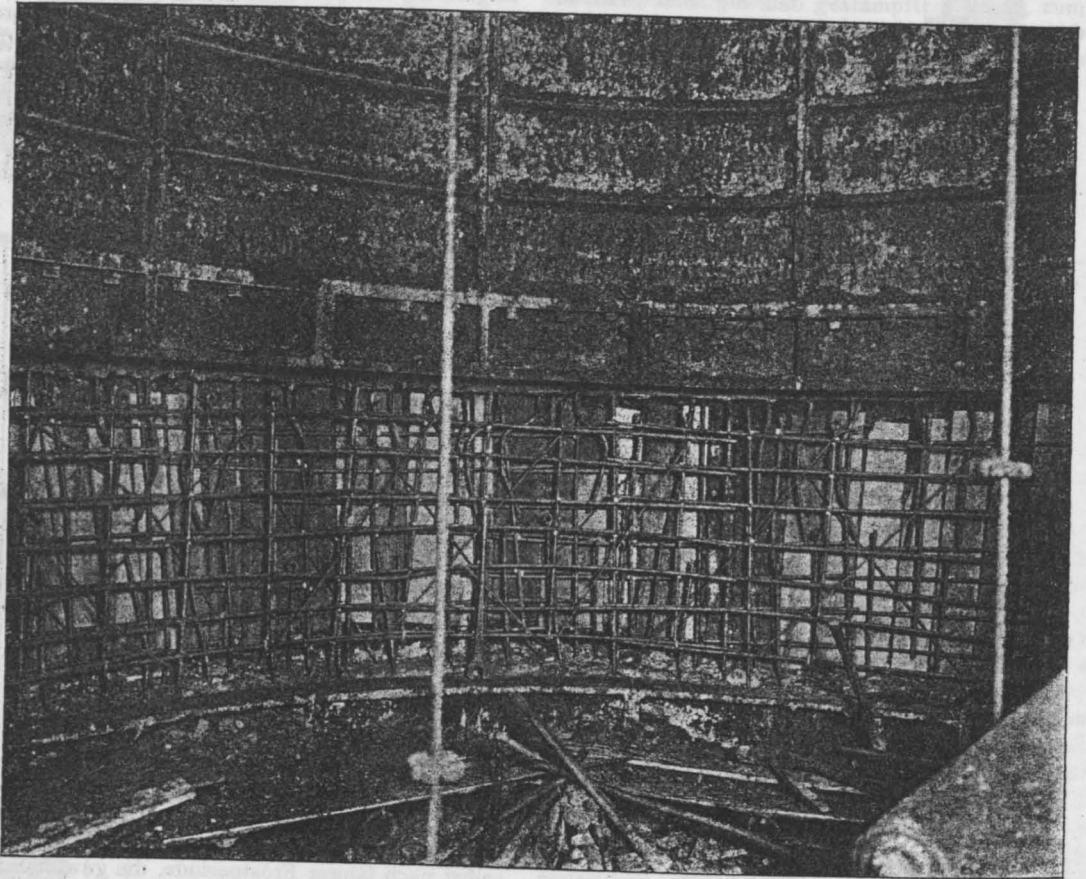


Fig. 9.

dert, am Seil bis hinter den Tübing geschwenkt, losgehakt, und in die richtige Lage am Gebirgsstoß bzw. am Tübing gestellt. Hierauf erfolgt das Versetzen des ersten Tübingringes von 1,5 m Höhe und die Betonierung unter Zusatz von Calcidum bis zu 75% des gesamten Wasserzusatzes. Das Calcidum befördert den Abbindeprozeß derart, daß der Beton sofort verarbeitet werden muß. Zur möglichsten Unschädlichmachung der Frosteinwirkung auf die Haftfähigkeit der Eiseneinlagen, werden diese besonders gut mit Zementbrühe eingeschlemmt^{*)}. Hierauf wird der zweite

bund zwischen diesem Tübingbeton und der eigentlichen Eisenbetonröhre erwünscht, wie ich später noch besonders begründen werde. Der normale Ausbau wird nun fortgesetzt, bis man an den Schlußring unter dem oberen Keilkranz gelangt. Dieser Keilkranz liegt bekanntlich auf einer vorstehenden Gebirgsbrust, welche vor Versetzen des letzten Tübingringes nur stückweise ausgebrochen werden soll (Fig. 7b). Hier erfolgt das Stampfen von der Seite und gleichzeitig der Verband mit der oberen fertiggestellten Schachtröhre durch Zurückbiegen der unter dem oberen Keilkranz liegenden umgebogenen Eiseneinlagen des oberen Absatzes. Dieser letzte Teil der Arbeit ist sehr

^{*)} S. Germer wie oben.

beschwerlich und erfordert viel Vorsicht. Da naturgemäß bei diesem Schlußring beim seitlichen Stampfen ein Zwischenraum von 20–30 mm hinter dem Tübing verbleibt, so wird dieser nach Versetzen des Schlußrings durch Zementeinpressung durch ein Loch im obersten Tübingring gedichtet. Besondere Vorsicht erfordert die Verbindung beider Schachtröhrenabsätze an einem Keilkranz, sowie die Schaffung einer verschiedenen Ausdehnungsmöglichkeit beider Schachtröhren. Aus diesem letzteren Grunde darf eine Verbundwirkung zwischen den zwei Schachtröhren nicht stattfinden und ist daher das oben beschriebene statische Verhalten anzunehmen. Um diese Ausdehnungsmöglichkeit zu schaffen, wurde folgendermaßen vorgegangen: (Fig. 8 u. 8a) Vor dem Legen des Keilkranzes wird die Armierung a in der gezeichneten Lage eingebaut und der Betonzylinder bis zur Keilkranzhöhe hinterstampft. Auf dem hinteren Rande des Keilkranzes wird sodann eine Verschalung aus dünnen Brettchen e errichtet und der Raum hinter dieser ausgefüllt. Die zwei ersten, auf den Keilkranz aufgesetzten Tübingringe werden nicht über Tage hinterstampft, diese werden vielmehr unter Tage nach Einlegung der normalen Eisenarmierung ausgestampft, wobei der Betonzylinder d mit dem Tübingzylinder ein festes Gefüge bildet. Die vorher eingebaute Verschalung e verhütet, daß der jetzt eingebrachte Beton d mit dem früher eingebrachten Beton b eine Verbindung eingeht. Auf den vorerwähnten 2 ersten Ringen werden nur noch Segmente aufgebaut, welche über Tage mit Beton hinterstampft und sodann mit einem Teeranstrich versehen werden.

Eisenbetonschacht und Tübingzylinder haben also vom 3. Ring an keine Verbindung mehr miteinander. Dieser Aufbau geht somit durch bis zum nächsten höheren Keilkranze. Zwischen dem Keilkranz und dem Betonzylinder wird eine Unterlage aus etwa 25–30 mm Holz gebracht. Die Fuge zwischen Keilkranz und Tübingring wird in normaler Weise horizontal piccotiert. Der zuerst eingebrachte Betonzylinder b und der unter dem Keilkranz eingestampfte Beton f bilden miteinander ein festes Gefüge, sind aber gegenüber dem Keilkranz selbst und dem darüber befindlichen Betonzylinder d in vertikaler Richtung verschiebbar. Diese Ausführung verbürgt:

1. eine freie Ausdehnung beider Schächte,
2. eine dauernde Belastung der Horizontal-fugen des gußeisernen Tübingeschachtes und damit eine gesicherte Dichtung.

Keilkranze werden alle 24 m eingebaut, so daß die Holzzwischenlage von 25 mm nur die Ausdehnungsfuge für eine so lange Strecke vorstellt.

Um diese schwierigen Arbeiten etwas anschaulicher vorzuführen, bringe ich noch ein Lichtbild von dieser Ausführung; es stellt die Arbeit vor dem Betonieren des Schlußrings eines Absatzes vor (Fig. 9).

Ich möchte noch erwähnen, daß in allen bergbaulichen und konstruktiven Fragen Herr Oberingenieur Grüter, der Gewerkschaft Carl Alexander, welcher auch die Idee der Auskleidung gefaßt hatte, in hervorragender Weise beteiligt war.

(Schluß folgt.)

VERSCHIEDENE FRAGEN ÜBER BESTIMMUNG DER TRAGFÄHIGKEIT VON STEINEISENWÄNDEN.

Von Regierungsbaumeister L. Kropf (Cassel).

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit von freitragenden Steineisenwänden treten verschiedene Fragen hervor, deren Erörterung vielleicht ein allgemeineres wissenschaftliches beziehungsweise auch praktisches Interesse haben kann.

Die hauptsächlichsten Eigentümlichkeiten dieser Steineisenwände beruhen auf den folgenden konstruktiven und statischen Gesichtspunkten:

a) Die Wandkonstruktion ist zwischen Stützen eingespannt, ohne daß die darunter befindlichen Konstruktionsteile des Gebäudes oder einer sonstigen Bauanlage durch sie selbst belastet werden (vergl. Skizze 1). b) Zur Bewehrung der verhältnismäßig dünnen Ziegelwandung sind, ähnlich wie bei Eisenbetonträgern, durchgehende wagerechte Eiseneinlagen angeordnet, die zugleich zur Einspannung der Wand in Pfeilern eingerichtet sind. c) Zur Erhöhung der Querversteifung der Wandung und zugleich der Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Drücke sind senkrechte Eiseneinlagen eingelegt; infolgedessen ist in Ver-

bindung mit dem Mörtel ein zusammenhängender Netzverband hergestellt.

Es kommt nun darauf an, durch möglichst zweckmäßige Verteilung der einzelnen drei Baustoffe: Flachsteine aus Ziegel oder Beton, Eisenstäbe und Mörtel, eine innige Verbindung sowie eine gute Ausnutzung ihrer Festigkeit zu erzielen.

Die Bemessung des Eisennetzes richtet sich nach dem üblichen Format der Steine (z. B. für die Breite von zwei Steinstärken) und nach den auf die einzelnen Netzfelder kommenden Beanspruchungen. Die Wand läßt sich nun zunächst betrachten als ein Aufbau von einzeln aufeinander liegenden Steineisenträgern.

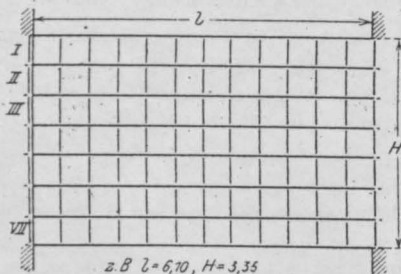
Für die statische Untersuchung kommt folgendes in Frage: Vergleicht man die Wandstreifen etwa mit einer Reihe von aufeinander gelegten, einzelnen eingespannten Brettern, so gelangt man zunächst zu der Annahme, daß jeder einzelne Wandstreifen darauf zu untersuchen ist, ob er sich selbst für sich, ohne Beeinflussung

durch die übrigen, frei trägt. Dadurch kommt man auf die Untersuchung eines auf wagerechtem Eisen sitzenden Steinträgers, der mit Zuhilfenahme der senkrechten Eisen und der Mörtelverbindung eine festliegende untere Bewehrung erhalten hat.

Demzufolge ergibt sich nach den amtlichen Bestimmungen über die einfach bewehrten Betonplatten folgendes für die Berechnung:

Der Wandstreifen I habe das Maximalmoment (bei c) M_c (in kgcm) infolge Eigengewichts G auszuhalten; ferner betragen:

Die nutzbare Höhe $h - a = 52$ cm,
die nutzbare Breite $b = 12,5$ cm,
der Eisenquerschnitt $f_e = 2,6 \cdot 0,125 = 0,325$ cm²
und $n = 25$.



Skizze 1.

Demnach bestimmt sich nach den ministeriellen Vorschriften der Nulllinienabstand:

$$X = 7,6 \text{ cm} \quad (1)$$

Die Ziegeldruckspannung:

$$\sigma_z \approx \frac{M_c}{2450} \quad (2)$$

$$\sigma_e \approx \frac{M_c}{16} \quad (3)$$

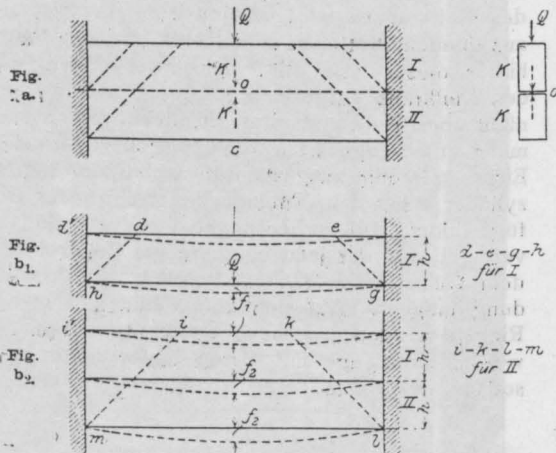
Für M_c wird vielfach $M = \frac{G l}{12}$ angesetzt.

Anderseits werden mehrfach andere Auffassungen vertreten (vergl. Skizze 2) wie z. B. von Prof. Ramisch Breslau. Jeder der Wandabschnitte (von 52 cm Höhe) I und II wird bezüglich der Einwirkung seines Eigengewichts durch den darunter befindlichen entlastet. In diesem Sinne wird z. B. in der Mitte eine Stützkraft K gedacht, die einer nach unten wirkenden gleich großen Kraft entspricht. Bei der Berechnung dieser Kraft K sowie des bezüglichen Momentenwertes (der zur Verringerung des Gesamtmomentes beiträgt) wird öfter die Annahme gemacht, daß die beiden Träger gleiche Durchbiegung $f_1 = f_2$ haben und sich nur in der Mitte berühren. Es dürfe nun aber die Lehre von der dreiecksförmigen bzw. trapezförmigen Übertragung der gleichmäßigen Auflast zu berücksichtigen sein. — Ein Teil der Wand wirkt als Kragträger ($d - d' - h$ bzw. $i - i' - m$).

(Nebenbei sei bemerkt, daß z. B. bei den Entwurfsarbeiten für die Schachtschleuse bei Henrichsburg am Dortmund-Ems-Kanal [im Jahre 1907/08] mit ähnlicher Lastverteilung, wie oben und in Skizze 2 (Fig. b₁, b₂) angegeben, gerechnet worden ist, als es sich um die Belastung des Gewölbes über dem Unterhaupt durch die darauf zu mauernde Stirnwand handelte. Letztere hatte dabei etwa 10 m Höhe.)

Im besondern sei hierdurch nun auf einige Kennzeichen hingewiesen, die z. B. bei der Probebelastung einer Steineisenwand nach System Kessler vor dem Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde im Jahre 1906 hervorgetreten sind. Die Wand war auf rd. 5,2 m frei gespannt und hatte eine Höhe von 0,95 m sowie eine Halbesteinstärke von 12,5 cm. Unter der Wand wurde ein Betonbalken hergestellt; ein solcher wurde über der Mauer ebenfalls aufgebracht. Vor der Wand wurde ein bockartiges Untergestell eingerichtet. Auf diesem sowie auf der Wand wurden einzelne Träger aus I-Eisen zur Aufnahme von Belastungsmaterial aufgelegt. Das auf die Wand entfallende Gewicht wurde dann entsprechend berechnet.

Nach Herstellung der Wand vom 19.—22. Oktober 1906 wurde die Prüfung am 8. und 10. Dezember 1906 vorgenommen. Die Durchbiegung wurde in der Wandmitte von Zeit zu Zeit mittels eines Maßstabes gemessen. Die aus der Niederschrift der Versuchsergebnisse hauptsächlich aufzuführenden Aufzeichnungen sind in nachstehender Übersicht für die einzelnen Belastungen zusammengestellt.



Skizze 2.

Belastungsfall Nr. 1: Last auf der Wand 5150 kg; keine Durchbiegung in der Mitte.

Belastungsfall Nr. 2: Last auf der Wand 8780 kg; Durchbiegung in der Mitte 0,05 cm.

Belastungsfall Nr. 3: Last auf der Wand 12410 kg; Durchbiegung in der Mitte 0,30 cm. Riß zwischen Wand und einem Pfeiler; unter dieser Last stand die Wand 45 Minuten.

Belastungsfall Nr. 4: Last auf der Wand 16040 kg; Durchbiegung in der Mitte 0,55 cm. Der Riß erweiterte sich; die Wand stand unter dieser Last 44 Stunden und bog sich weiter durch; sie zeigte im unteren Betonbalken beginnende Risse, die von beiden Ecken, durch Fugen und Steine nach der Mitte zu verliefen.

Belastungsfall Nr. 5: Last auf der Wand 17540 kg; Durchbiegung in der Mitte 1 cm. Die Risse erweiterten sich.

Belastungsfall Nr. 6: Last auf der Wand 19080 kg; Durchbiegung in der Mitte 1,15 cm. Neue durchgehende Risse durch Fugen und Steine sowie im oberen und unteren Betonbalken.

Für die Stellen der größten Durchbiegungen, also in der Mitte, lassen sich vielleicht Vergleiche meines Erachtens nach folgenden Gesichtspunkten anstellen. Die in

der Nulllinie, im Abstand x von oben auftretende Durchbiegung f_x bestimmt sich rechnerisch aus der Gleichung

$$f_x = \frac{Q \cdot l^3}{E J} \cdot m.$$

Diese Durchbiegung kann mit der gemessenen Durchbiegung in der Wandmitte praktisch genau genug gleichgesetzt werden. Setzt man nun nach der Durchbiegungsformel die Werte ein für

a) die Länge $l = 5,2 \text{ m} + \text{rd. } 0,1 \text{ m} = \sim 5,3 \text{ m} = 530 \text{ cm}$ und $l^3 = 148\,877\,000 \text{ cm}^3$,

b) den Elastizitätsmodul für Steineisen $E_{z,e} = \text{rd. } 90\,000 \text{ kg/cm}^2$,

c) das Trägheitsmoment

$$J = \frac{12,5 \cdot 95^3}{12} = 1,04 \cdot 857\,375 = J = 950\,000 \text{ cm}^3,$$

dann ergibt sich für die Durchbiegung:

$$f_x = \frac{Q}{572} \cdot m \text{ und } \frac{1}{m} = \frac{Q}{572 f_x} \dots (4)$$

Die Last Q setzt sich zusammen aus:

1. dem Eigengewicht $G = 0,125 \cdot 0,95 \cdot 5,3 \cdot 1600 \text{ kg} = 1000 \text{ kg}$ (in der Annahme, daß dieses nach dem Wortlaut der Niederschriften über die Versuchsergebnisse in den Belastungszahlen nicht enthalten ist, was für diese Untersuchungen ja auch ohne grundsätzliche Wichtigkeit ist);
2. der äußeren Belastung P bei der entsprechenden Durchbiegung.

Für Belastungsfall Nr. 2 ist nun $Q_2 = 1000 + 8780 = 9780 \text{ kg}$ und $f_x'' = 0,05 \text{ cm}$; daraus ergibt sich

$$\frac{1}{m_2} = \frac{9780}{572 \cdot 0,05} = 343, \quad m_2 = \frac{1}{343} \dots (4a)$$

Für Belastungsfall Nr. 3 ist $Q_3 = 1000 + 12\,410 = 13\,410 \text{ kg}$ und $f_x''' = 0,30 \text{ cm}$

$$\frac{1}{m_3} = \frac{13\,410}{572 \cdot 0,30} = 78, \quad m_3 = \frac{1}{78} \dots (4b)$$

Für Belastungsfall Nr. 4 ist $Q_4 = 1000 + 16\,040 = 17\,040 \text{ kg}$; $f_x^{IV} = 0,55 \text{ cm}$

$$\frac{1}{m_4} = \frac{17\,040}{572 \cdot 0,55} = 54,5, \quad m_4 = \sim \frac{1}{55} \dots (4c)$$

Aus der vorstehenden Rechnung ergibt sich mithin im Vergleich zu dem sonst für beiderseits eingespannte Träger mit gleichmäßiger Belastung geltenden Durchbiegungswert

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{Q l^3}{E J}, \text{ also mit } m = \frac{1}{384}$$

eine Zunahme für m um folgende Werte Δm :

$$\text{zu 2) } \Delta m_2 = \frac{1}{343} - \frac{1}{384} = \frac{0,1}{384} \dots (5a)$$

$$\text{mithin } m_2 = \frac{1,1}{384};$$

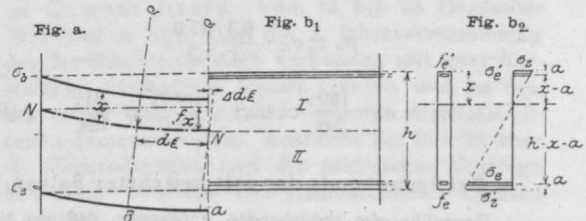
$$\text{zu 3) } \Delta m_3 = \frac{1}{78} - \frac{1}{384} = \frac{3,9}{384} \dots (5b)$$

$$\text{mithin } m_3 = \frac{4,9}{384};$$

$$\text{„ 4) } \Delta m_4 = \frac{1}{55} - \frac{1}{384} = \frac{6,0}{384} \dots (5c)$$

$$\text{mithin } m_4 = \frac{7,0}{384}.$$

Solche Zunahme des Durchbiegungsbeiwertes m mit wachsender äußerer Belastung erklärt sich wahrscheinlich aus dem beträchtlichen Unterschied zwischen der Wirkungsweise der nur durch einzelne Klammern vermittelten Einspannung der Steineisenwand im Verhältnis zur Einspannung eines Trägers mittels auflastenden Mauerwerks. Die Größe des Krümmungshalbmessers ρ der elastischen Linie in der neutralen Faser wird von dem Dehnungswert ε beeinflusst; letzterer hängt von der Längenänderung $\Delta d\xi$ einer Trägerstrecke $d\xi$ ab. Das Maximalmoment sei M_c .



Skizze 3.

Im Hinblick auf Skizze 3 (links, Fig. a) liegen die bekannten Gleichungen vor:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon}{x} \dots (5)$$

und

$$\varepsilon = \frac{\Delta d\xi}{d\xi} \dots (6)$$

In Anbetracht der Beziehungen

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_c}{E_{z,e} \cdot J} = \frac{\mu \cdot Q l}{E_{z,e} \cdot J}$$

und

$$M_c = \mu \cdot Q l = \frac{E_{z,e} \cdot J}{\rho} \dots (7)$$

ist bei gleichbleibendem Wert $E_{z,e} \cdot J$ eine Ermittlung des Momentenwertes M_c auf Grund besonderer Messung des Längenunterschiedes $\Delta d\xi$ der oberen Randstrecke aufzustellen. Mittels entsprechender Berechnung von ε und ρ ergibt sich dann aus der Gleichung

$$\mu = \frac{E_{z,e} \cdot J}{\rho} : Q l \dots (8)$$

der Momentenfaktor μ (abweichend von $1/12$ im Ausdruck $M = \frac{Q l^3}{12}$ im Hinblick auf den Wechsel in den Durchbiegungsbeiwerten) je nach der Größe von Q_2, Q_3, Q_4, \dots und der zugehörigen Durchbiegungen $f_x'', f_x''', f_x^{IV}, \dots$

Anderweitig erfolgt auch die Anordnung der Steineisenwände in ihren oberen Teilen folgendermaßen, was

z. B. für Wände mit Türöffnungen in Betracht kommt. Es werde eine $\frac{1}{4}$ Stein starke Wand gewählt: Hierbei werden z. B. das wagerechte Eisen am obersten Saum und das um 2 Feldhöhen darunter befindliche stärker, zu $f_c = 2,6 \cdot 0,5 = 1,3 \text{ cm}^2$ gewählt. Vermöge der Verbindung zwischen diesen Eisen kann der Wandabschnitt als ein einziger Träger angesehen werden. Zunächst sei die untere Bewehrung bloß berücksichtigt (vergl. auch Prof. Ramisch).

a) Bestimmung als einfach bewehrter Balken.

Für die nutzbare Trägerhöhe von $h = 2 \cdot 52 + 1 = \text{rd. } 105 \text{ cm}$ bestimmt sich der Nulllinienabstand, entsprechend wie oben,

$$x = 27,8 \text{ cm.}$$

Es ergibt sich nun für das Maximalmoment M die Druckspannung im Ziegelstein

$$\sigma_d = \frac{2M}{6,5 \cdot 27,8 \left(105 - \frac{27,8}{3}\right)} = \frac{M}{8600} \quad (9)$$

und die Eisenzugspannung

$$\sigma_e = \sigma_d \cdot \frac{6,5 \cdot 27,8}{2 \cdot 1,3}$$

$$\sigma_e = \sigma_d \cdot \frac{180}{2,6} = 69,2 \cdot \frac{M = \sigma_e}{8600} = \frac{M}{124} \quad (10)$$

b) Bestimmung als doppelt bewehrter Balken.

Gegenüber der vorstehenden Auffassung, daß nur die untere Eiseneinlage zur Bewehrung beiträgt, ist meines Erachtens anzuführen: Das obere wagerechte Eisen ist mittels der senkrechten Eisen sowie durch einen darüber aufgetragenen Mörtelverband nebst oberer Steinabdeckung gleichfalls zur Bewehrung der Steineisenwand verwertbar. Mithin liegt ein doppelt bewehrter Steinbalken vor (vergl. Skizze 3, Fig. b_1 u. b_2), ebenso gut wie es bei einem Eisenbetonbalken entsprechend der Fall ist.

Gewählt werden:

$$\begin{aligned} \text{unten } f_c &= 2,6 \cdot 0,7 = \sim 1,8 \text{ cm}^2, \\ \text{oben } f_c' &= 2,6 \cdot 0,25 = 0,65 \text{ cm}^2, \\ \text{also zusammen } &\sim 2,45 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Die nutzbare Höhe beträgt: $h - a = 105 - 0,5 = 104,5 \text{ cm}$.

Nun ergibt sich

$$x = 29,9 \text{ cm.}$$

Die Ziegeldruckspannung ergibt sich aus der Gleichung

$$M = \left[\frac{b \cdot x}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + (n - 1) \cdot f_c' \cdot \frac{x - a}{x} (h - 2a) \right] \sigma_b$$

$$\sigma = d \cdot \frac{M}{10740} \quad (11)$$

Aus der Gleichung

$$\sigma_e' = n \cdot \frac{x - a}{x} \cdot \sigma_d$$

bestimmt sich die Druckspannung in der oberen Eiseneinlage f_c' zu:

$$\sigma_e' = \frac{M}{437} \quad (12)$$

Ferner berechnet sich die Zugspannung in der unteren Eiseneinlage f_c aus der Gleichung

$$\sigma_e' = \frac{x - a}{h - a - x} \cdot \sigma_e$$

Man erhält:

$$\sigma_e = \frac{M}{172} \quad (13)$$

Ferner bestimmt sich die untere Ziegelspannung:

$$\sigma_d' = \frac{M}{10847} \quad (14)$$

c) Vergleich.

Aus dem Vergleiche der größten Werte für die Spannungen im Ziegelstein und im Eisen nach a) und b)

$$\text{zu a) } \sigma_d = \frac{M}{8600} \text{ und } \sigma_e = \frac{M}{124};$$

$$\text{zu b) } \sigma_d = \frac{M}{10740} \text{ und } \sigma_e = \frac{M}{172}$$

ergibt sich eine Ermäßigung zugunsten der Annahme b. Außerdem erscheint aber auch die Möglichkeit einer kleinen Eisenersparnis dargetan.

Sonst läßt sich wohl die Berechnung der Steineisenwände im allgemeinen auf Grundlage der amtlichen Bestimmungen für die Berechnung der Steineisendecken vom 21. Januar 1909 durchführen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Sulla fabbricazione del Portland con la loppa. Von Ing. Dufour Berte. Ausführliche Be-

sprechung der verschiedenen Vorgänge bei der Herstellung von Eisenportlandzement, der dabei wichtigen praktischen Gesichtspunkte und der an die Rohstoffe und an das Erzeugnis zu stellenden Anforderungen. Il Cemento 1911. Nr. 1 u. 2.

Zur Ehrenrettung der Kohlenschlacke. Von A. W. Kühn. Einige Bemerkungen zur Schlackenfrage mit Hervorhebung ihrer Eignung als Baustoff bei sorgfältiger Beachtung ihrer Zusammensetzung und Behandlung. Zement u. Beton 1911. Nr. 6. — s. L. Februar 11, I, 1, S. 70.

2. Prüfung und Untersuchung.

Untersuchung und Begutachtung der Mörtel. Mitteilung über einen Vortrag des Dr. W. Vaubel (Darmstadt) vom Verbandstag selbständiger öffentlicher Chemiker über einheitliche Bezeichnung, über die Bestandteile, die Herstellung und die Analyse und Begutachtung der Mörtel. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 19. — s. L. Januar 11, I, 2, S. 25.

Béton imperméable. Mitteilung von amerikanischen Versuchen und ihren Ergebnissen über die Wasserdichtigkeit von Beton je nach den gewählten Zuschlägen. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 1.

Einwirkung salzhaltiger Wässer auf Zementmörtel. Kurze Mitteilung über amerikanische Versuche; hiernach üben 1 vH salzhaltige Wässer erst dann Schaden auf Beton und Zementmörtel aus, wenn durch wiederholtes Aufsaugen und Austrocknen die Salze Gelegenheit finden, sich auszukristallisieren. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 13. — s. L. Juli 10, I, 2, S. 302.

Kontrollbalken oder Probewürfel? Ein Beitrag zur Frage der Betonprüfung. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Nach Darlegung der Vor- und Nachteile der Prüfung von Betonwürfeln berichtet Verfasser über die Bestrebungen namhafter Gelehrter, die Probewürfel durch Probekontrollbalken zu ersetzen, wie es in Dänemark bereits geschehen sei; er erörtert alsdann vom praktischen und theoretischen Standpunkt aus alle wichtigen Punkte des Kontrollbalkenverfahrens unter Gegenüberstellung der Verhältnisse beim Würfel und kommt zu dem Ergebnis, daß in den meisten Fällen der Würfel dem Balken überlegen ist und daher die „weitverbreitete bequeme, theoretisch wohlausgearbeitete billige Würfelprobe“ beibehalten werden sollte. Zement u. Beton 1911. Nr. 8. — s. L. Juli 10, III, S. 304.

Zu den Fragen der Frostwirkung im Beton. Von Ing. Gerhard Neumann, Wien. Eingehende Besprechung der von G. P. Dieckmann mit 480 Würfelproben angestellten Versuche über den Einfluß eines Salzzusatzes zur Herabdrückung des Gefrierpunktes und über den Einfluß der Außen- und Materialtemperatur bei der Herstellung auf die Festigkeit des erzeugten Betons. Beton u. Eisen 1911. Heft 4.

3. Wirtschaftliches.

Von der 14. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. Kurzer Bericht über die Tagung mit gedrängter Wiedergabe der Verhandlungen und Vorträge. Deutsche Bauz. Mitt. 1911. Nr. 3. — Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 22, 24. — Zement u. Beton 1911. Nr. 8 ff. — Armierter Beton 1911. Nr. 3.

Von der 34. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten in Berlin. Kurze Mitteilung über die Verhandlungen und Vorträge. Deutsche Bauz. Mitt. 1911. Nr. 3.

Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamteten Deutschlands. Kurze Mitteilung über die Verhandlungsgegenstände. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 22. — Zement u. Beton 1911. Nr. 8. — Armierter Beton 1911. Nr. 3.

Convention of the National Association of Cement Users. Vom 12. bis 20. Dezember 1910 fand in New York die 7. Jahresversammlung der Betonfachleute statt, verbunden mit einer Ausstellung im Madison Square Garden und im Beisein einer ganzen Anzahl Vertreter der ausländischen Zementindustrie. Ausführlicher Bericht über die Verhandlungen und die zahlreichen Vorträge aus allen Gebieten des Zementbaues. Cement Age 1911. Nr. 1.

The year in the Portland cement industry. Von Robert W. Lesley. Zusammenstellung der wirtschaftlichen Gestaltung der Zementindustrie im Laufe des Jahres 1910 unter Hervorhebung der wichtigsten Ergebnisse praktischer und wissenschaftlicher Forschung und Tätigkeit in Amerika, England, Frankreich, Deutschland und anderen Ländern. Cement Age Dezember 1910.

Meeting of the Association of American Portland Cement Manufacturers. Kurzer Bericht über die Verhandlungen und die Vorträge. Cement Age 1911. Nr. 1.

II. Theorie.

Beitrag zur statischen Berechnung von Talsperren. Von Prof. Ramisch. Formeln für die Scher- und Normalspannungen mit allgemeiner Gültigkeit. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911. Nr. 6.

Calcul des poutres en béton armé. Einfaches Rechenverfahren für einfache Bewehrung. Darstellung der Ergebnisse in einem Graphikon. Ann. ponts chauss. 1910. Nr. 6.

Contributo al calcolo pratico delle piastre appoggiate sul contorno. Besprechung der üblichen Berechnungsweisen für das Moment

einer allseitig gelagerten Platte. Verfasser A. Danno ermittelt es zahlenmäßig, indem er die Platte in einzelne Streifen nach den beiden Richtungen zerlegt und für deren jeden Durchbiegung und Moment berechnet. *Il Cemento* 1911. Nr. 1 u. 2 usw.

Method for the computation of reinforced concrete flat slabs. Beschreibung einer unter dem Namen „Mushroom- (Pilz-) System“ ausgeführten Bewehrungsmethode von durchgehenden flachen Decken mit Angaben ihrer Berechnung und einer tabellarischen Zusammenstellung des Eisenverbrauchs bei den verschiedenen üblichen Systemen, die Unterschiede bis zu 400% ergibt. Abbildung der Bewehrung und einer einfachen Biegemaschine für Eiseneinlagen. *Concr. and Constr. Eng.* 1911. Nr. 2.

Zweckmäßigste Wahl der Spannweiten bei kontinuierlichen Trägern mit 3 Feldern. Von Dipl.-Ing. Otto Skall. Verfasser berechnet das Verhältnis der Feldweiten zueinander, für den Fall, daß diese mit Rücksicht auf Materialersparnis so gewählt werden können, daß die Momente der Feldweiten einander gleich sind. Zwei Beispiele. *Zement u. Beton* 1911. Nr. 5.

Zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Einflußlinien des eingespannten Bogens. Von Dipl.-Ing. Chr. Vlachos, Karlsruhe. *Beton u. Eisen* 1911. Heft 2 u. 3.

Zur statischen Berechnung von Eisenbetonträgern System Vierendeel. Von Dipl.-Ing. H. Metzger, Breslau. Verfasser hat aus der von Dr. Gebauer, Wien, aufgestellten Formel zur Bestimmung der an den vertikalen Wandgliedern auftretenden Horizontalkräfte π (vergl. *Beton u. Eisen* 1907, Heft 10, 11 u. 12) die Koeffizienten von π , M und L berechnet und für eine Felderzahl von 3 bis 10 und für verschiedene Trägerformen tabellarisch zusammengestellt. *Beton u. Eisen* 1911. Heft 4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Säulenversuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Besprechung von Dr. M. Ritter von Thullie. *Östr. Woch. öff. Baud.* 1911. Nr. 7.

Analytical test of flat slab floor construction. Von Arthur R. Lord. Vortrag über Versuche an einem Eisenbetonbau in Minneapolis. Auszug davon s. *Arm. Beton*, Februar 1911, „Versuche mit durchlaufenden Platten an einem Eisenbetonbau“ von Dr.-Ing. Probst. *Cement Age* 1911. Nr. 1.

„Ligno“-Concrete. Mitteilungen über Bewehrung von Beton mit Holzstäben an Stelle von

Eisen. Die Holzstäbe werden vor dem Gebrauch entweder mit Kreosot getränkt oder kurze Zeit in Wasser gelegt, um dem Beton keine Feuchtigkeit zu entziehen. Die Haftung des Betons am Holz ist ziemlich groß, auch haben Erfahrungen an anderen Stellen gelehrt, daß das einbetonierte Holz keinerlei Zerstörungserscheinungen unterliegt. Einige Versuche zeigen die Zweckmäßigkeit dieser Bewehrungsart. Weitere werden zurzeit an dem East London College ausgeführt. Mit Abb. und tabellarischer Zusammenstellung der Versuchsergebnisse. *Concr. and Constr. Eng.* 1911. Nr. 2.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Normes américaines pour l'essai du ciment. Auszug aus den amerikanischen Vorschriften über die Zementprüfung. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1911. Nr. 1.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Zur Ästhetik der Baustoffe. Grundsätze für Verwendung von Baustoffen vom Standpunkte der Heimatschutzbewegung aus. *Deutsche Bauzeitung* 1911. Nr. 18.

Beton semplice ed armato. Besprechung einer Reihe neuerer Verwendungsarten von Beton und Eisenbeton, wie sie auf der Ausstellung in Berlin dargestellt waren. *Il Cemento* 1911. Nr. 2.

Zementbeton-Sturzbalken und Sohlbank. Beschreibung der Form und des Einbaues. Mit Abb. *Zement und Beton* 1911. Nr. 7.

Eine hohe Umwehrung in Eisenbeton. Von H. Martin, Greifswald. Die 1,50 m tief gegründete Wand von 4,5 bis 4,9 m Höhe über Gelände wurde in eigenartiger Weise durch Fundamentspreizen gesichert, die 50 cm unter der Erdoberfläche zwischen Betonwand und dem gewachsenen Boden der Baugrubenwand eingestampft wurden. Die Außenseite erhielt durch Sockel, Pfeiler und Firstbalken ein gutes Aussehen. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1911. Nr. 3.

Plateaux de sûreté pour la construction des gratte-ciel aux États-Unis. Beschreibung und Abb. beweglicher Arbeitsbühnen, die an Drahtseilen aufgehängt sind und beim Bau amerikanischer Wolkenkratzer benutzt werden. *Génie civ.* 1911. Nr. 12.

2. Ausführungen im Hochbau.

Neue Gründungsverfahren. Von A. Wolfsholz. Für betonierbaren und nichtbetonierbaren Boden werden Dichtungsverfahren angegeben, die im allgemeinen in der Einpressung von flüssigem Zement oder Zementmörtel bestehen; hierbei wird durch mechanische Lockerung oder durch Wasserspülung das Bodenmaterial zur Aufnahme und zur möglichst großen Ausbreitung des Dichtmaterials vorbereitet. Die einzelnen Verfahren wechseln je nach der Art und Beschaffenheit der Bodenarten und werden näher beschrieben und durch Abb. erläutert unter Hervorhebung ihrer Vorzüge gegenüber anderen Gründungsverfahren. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 13.

Konstruktion der Großmarkthalle am Südbahnhof München. Angabe des Bauvorganges und der statischen Berechnung. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1911. Nr. 3. — s. L. März 1911. V, 2. S. 110.

Copertura in cemento armato per edificio scolastico. Eisenbetonkonstruktionen beim Gymnasiumneubau in Mülheim (Ruhr). Il Cemento 1911. Nr. 2. — Armierter Beton 1910. Nr. 10.

A concrete passenger station for the Lackawanna Railroad. Von W. L. Botsford. Einige Angaben und Abb. der durchgängig aus Eisenbeton errichteten Station Bloomfield, N. J. Cement Age 1911. Nr. 1.

New public buildings at Kingston, Jamaica. Beschreibung der in Eisenbeton — System Coignet — neu erbauten öffentlichen Gebäude — Palast des Gouverneurs, Post- und Bankgebäude —, die 1907 teils dem Erdbeben, teils dem Feuer zum Opfer fielen. Abb. über Grundrißausbildung und die Ansichten. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 2.

Extension of Eagle Buildings, Dundee. Beschreibung des durchaus aus Eisenbeton bestehenden Erweiterungsbaues mit Abb. der Grundrißausbildung und des fertigen Baues. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 2.

The People's Trust Company Building, Philadelphia. Beschreibung eines reinen Eisenbetonbaues für Bank- und Fabrikzwecke. Das Gebäude ist 131' lang, 45' tief und 143' hoch, enthält zehn Stockwerke und ist bemerkenswert durch eine starke und eigenartige Gründung auf außerordentlich stark bewehrten Platten von 26' Länge, 11' Breite und 6' Dicke. Mit Abb. Cement Age Dezember 1910.

Das Krematorium in Zittau. Von J. W. Roth. Beschreibung des Entwurfs und der Ausführung, bei welcher Eisenbeton zu Decken

für die Kuppel und für den Turmhelm Verwendung fand. Zahlreiche Abb. Zement und Beton 1911. Nr. 7.

Die Eisenbetonkonstruktionen in der Kreuzkirche zu Düsseldorf. Von Rgbmstr. Schleicher. Beim Bau der Kirche wurden Tonnengewölbe und Kuppeln von 13,3 m Spannweite aus Eisenbeton ausgeführt. Besonders bemerkenswert ist die erstmalige Ausführung der Tragkonstruktion des schwebenden Vierungsturmes aus Eisenbeton. Nähere Angaben über Erzielung einer guten Akustik und über die architektonische Behandlung der Flächen mit einigen Abb. vom Bau und der fertigen Kirche. Beton und Eisen 1911. Heft 4.

Statue monumentale en béton armé, à Espaly. Standbild eines Heiligen, mit dem Unterbau zusammen 22 m hoch, in Eisenbeton. Kurze Beschreibung der Herstellung mit Abb. Génie civ. 1911. Nr. 14. — Il Cemento 1911. Nr. 3.

Reinforced concrete gasholder tank at Leigh-on-Sea. Von Chas. F. Hunt. Beschreibung des Unterbaues eines Gasbehälters von 64' Durchmesser und 29' 6" Tiefe. Zur Prüfung der Herstellung wurde er der Reihe nach von außen und innen unter Wasserdruck gesetzt. Die Ergebnisse waren sehr gut. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 2.

Piccoli serbatoi in cemento armato. Kleine Flüssigkeitsbehälter aus Eisenbeton. Kurze Beschreibung mit Abb. Il Cemento 1910. Nr. 47 nach Zement und Beton 1910. Nr. 47.

Costruzioni moderne di silos. Zwei Beispiele von Silobauten nach Armierter Beton 1910 Nr. 4. Il Cemento 1910. Nr. 24.

Cheminées avec réservoirs en béton armé. Besprechung der Vorteile in der Herstellung von Schornsteinen aus einzelnen Eisenbetonformstücken. Von einem Wasserbehälter ist in der beigelegten Abb. nichts zu sehen. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 1.

Moderne Schornsteine aus Eisenbeton. Von Frank C. Perkins, Chicago. Mitteilung eines zufolge verschiedener unerklärlicher Einstürze von Schornsteinen von der Vereinigung amerikanischer Portlandzementfabrikanten veranlaßten Gutachtens von Sandford E. Thompson, in welchem allgemeine Konstruktionsregeln zusammengestellt sind. Beton und Eisen 1911. Nr. 4. — s. auch L. März 11; V, 2. S. 111.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Frankreichs Brücken im Städtebild. Von C. Klaiber. Gute Abb. einer Reihe französischer

gewölbter Brücken und Besprechung. Deutsche Bauzeitung 1911. Nr. 11.

Fußgängerbrücke über die Poststraße in Myslowitz (O.-Schl.). Von Egil Magelssen. Die Brücke besteht in einem geschlossenen Gang mit seitlichen Wänden und Überdachung. Die seitlichen Wände bilden die Tragkonstruktion der 17,55 m weit gespannten Brücke, die unabhängig von den sie begrenzenden Gebäuden auf Betonstützen ruht. Einige Angaben über die statische Berechnung und zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1911. Nr. 3.

Reichsstraßenbrücke über die Salzach bei Lend. Ersatz einer hölzernen Straßenbrücke (Sprengwerk von 14 m Spannweite auf 12,5 m hohen Jochen) durch eine Betonbogenbrücke. Lichtweite 36 m, Breite 5,30 m. Die Fahrbahntafel besteht aus Eisenbetonrippenplatten und ruht auf Betonsäulen; eiserne Gelenke, nachträglich mit Mörtel ausgefüllt; Zwischenlage von Blei zwischen Lagerstuhl und dem Betonquader. Absenkvorrichtung nach Zuffer. Ausführliche Beschreibung, gute Abb. Österr. Woch. öff. Baud. 1911. Nr. 6.

Die Eisenbetonbrücken der Bahnlinie Klaus—Agonitz. Von Dr.-Ing. Nowak. Allgemeine Grundsätze über Belastungsannahmen, Berechnung, Eignung der Baustoffe, zulässige Spannungen, Ausführung usw. — Beschreibung einzelner Brücken: Balkenbrücke über den Herndlgraben, Vierendeelträger von 17 m Lichtweite. — Bogenbrücke über den Tiefengraben; 40 m Lichtweite. 2 Bögen nebeneinander mit Bewehrung, Fahrbahntafel in Eisenbeton auf desgl. Rahmen. Mit Abb. Zeitschr. österr. Ing.-Ver. 1911. Nr. 3 und 4.

Construction d'un pont sur l'Ourthe à Durbuy. Von J. Duvinéaud. Gewölbte Straßenbrücke von 33 m Stützweite und 6,50 m Breite; Gelenke mit Bleieinlagen. Wertvoll sind die Angaben über die Senkung des Gewölbes und die Bewegung (Verdrehung) der Gelenke während des Mauerns und beim Ausrüsten. Für den Entwurf und die Ausführung sind die württembergischen Brücken (nach Leibbrand) vorbildlich gewesen. Ausführliche Beschreibung, auch der Einzelheiten und der Ausführungen; mit guten Abb. Die alte Brücke paßte weit besser in die Landschaft, als die neue. Annales trav. publ. Belg. 1910. Nr. 5.

Die Talbrücken der Nebenbahn Schorn-dorf—Welzheim. Von Baurat Jori und Rgbmstr. Schächterle, Stuttgart. Ausführliche Mitteilungen über den Bau dreier Talbrücken, die sich durch eine nahezu in allen Teilen zweckmäßige und gefällige konstruktive Anordnung auszeichnen. Zahlreiche gute Abb. geben Aufschluß über alles Wissenswerte, namentlich auch über die Gerüstausbildung, den Bauvorgang und Bau-

stelleneinrichtung. Alle 3 Brücken liegen in Krümmung und Neigung. Die erste überschreitet den Igelsbach mit einer 27 m weiten Öffnung, die zweite den Strimpfelbach mittels 6 Halbkreisbogen von je 15,2 l. W. bei etwa 25 m Höhe über Talsohle und die dritte die Wieslaufschlucht bei der Laufenmühle mit 8 Öffnungen, von denen die eine 27 m, 5 je 15,2 m und 2 je 9 m Stützweite aufweisen. Eisenbeton fand im allgemeinen nur für die Gewölbe Verwendung, die je nach Zweckmäßigkeit eingespannt oder mit Gelenken versehen wurden. Beton und Eisen 1911. Nr. 4.

Brücken und Durchlässe der neuen Abkürzung der Delaware, Lackawanna und Western-Eisenbahn in den Verein. Staaten von Amerika. Von Ing. Dr. Raschka. Kurze Beschreibung zweier bemerkenswerter Eisenbetonbrücken vom Bau obengenannter zweigleisigen Bahn. Die eine übersetzt das Tal des Paulins-Kill-Flusses mit fünf Halbkreisbogen von 36,6 m l. W. und 2 von 30,5 m in 35 m Höhe über dem Wasserspiegel. Die Gesamtlänge beträgt 335,3 m. Die andere Brücke dient der Überführung der Bahn über den Delawarefluß bei Stateford, ist insgesamt 441,7 m lang und besteht aus 5 Korbbogen von 45,7 m l. W., zwei von 36,6 m und zwei von 9,14 m l. W. Die Gleise liegen 19,8 m über dem gewöhnlichen Hochwasser. Beide Brücken haben sehr starke Gewölbe und in Quergewölbe aufgelösten Überbau. Beim Bau der zweiten Brücke wurden als Dreigelenkbogen konstruierte freitragende eiserne Lehrgerüste verwendet. Zahlreiche Abb., insbesondere auch über die hölzerne Lehrgerüst-anordnung und den Wölbvorgang. Beton u. Eisen 1911. Nr. 3.

Infiltration de piliers de ponts. Von Prof. van der Kloes. Um das Eindringen des Wassers in Brückenpfeiler und die damit verbundene Gefahr des Zerfrierens (!) zu vermeiden, schlägt Verfasser eine treppenförmig abgestufte Abdeckung der Ober- und Seitenflächen vor; ähnlich einer Dachdeckung. Praktisch ist dieser Vorschlag völlig unbrauchbar; außerdem dringt das Wasser nicht nur durch die Fugen, sondern auch durch die Steine selbst ein. Mit Abb. Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Etanchement des canaux par rideaux de béton dans les digues. Von M. Galliot. Dichtung der Dämme hochliegender Kanäle, indem man hölzerne Bohlenwände eintreibt, wieder herauszieht und die verbleibenden Hohlräume mit Beton füllt. Ausführliche praktische Einzelheiten des Verfahrens. Ann. ponts. chauss. 1910. Nr. 5.

Neuere Ausführungen von Wasserbehältern in Eisenbeton. Von M. Mateesen. Beschreibung und Darstellung einer größeren Anzahl von Hochbehältern verschiedenster Form und Größe. Beton und Eisen 1911. Nr. 3. s. L. März 1911. V, 5. S. 113.

Über die Anwendung von Eisenbetonschwimmkästen zur Herstellung von Kaimauern. Von Prof. F. W. Otto Schulze, Danzig. Beschreibung des Baues einer Kaimauer, die in ihrem unteren und mittleren Teil aus Betonhohlkörpern von 10 m Länge, 8 m Höhe und 5,2 bzw. 2,7 m unterer bzw. oberer Breite besteht; diese werden an Land hergestellt, dann abgesenkt und mit Sand oder Beton ausgefüllt. Mit Einzelheiten und Abb. Beton und Eisen 1911. Nr. 4.

Einrichtungen für die Ausführung der Betonarbeiten an den Schleusen des Panamakanals. Kurze Beschreibung der Linienführung und der Höhenlage des Kanals und eingehende Darlegung der Schiffsschleusenherstellungen in Gatun (im Osten) und Pedro Miguel und Miraflores (im Westen). Die ungewöhnlichen Abmessungen und Baustoffmengen bedingen außergewöhnliche Anlagen bei der Einrichtung der Baustellen für die Gewinnung und den Transport der Baustoffe, für die Herstellung und den Einbau des Betons, die ausführlich beschrieben und durch zahlreiche Abb. und Photogr. erläutert werden. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 3. u. 4.

Reinforced concrete barges and boats. Beschreibung neuerer Bootsbauten aus Eisenbeton in England, Canada und Deutschland mit Längen zwischen 12' und 80'. Mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 2. s. L.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Decorative concrete work, Hudson tubes stations. Einige Beispiele der Anwendung von Beton bei Untergrundbahnstationen. Cement Age. Dezember 1910.

Concrete in the new subway loop connecting New York's bridges. Einige Angaben über die Verwendung von Beton und über die Bauschwierigkeiten bei der Herstellung einer Untergrundbahn in New York. Mit Abb. Cement Age Dezember 1910.

Die Verwendung des Eisenbetons in Steinkohlen-Bergwerksbetrieben. Von Baumeister W. Meurer. Beschreibung des Ausbaues einer Füllortanlage mittels Eisenbeton auf der Zeche Vereinigte Bonifazius der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. mit einigen allgemeinen Bemerkungen über die bisherigen Auskleidungsmethoden aus Holz, Mauerwerk und Eisen. Mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 3. s. L. Januar 1911. V, 5. S. 28.

Some notes on sidewalk construction. Von Jerome B. Landfield. Kritische Betrachtungen über die Entwicklung der Fußwegherstellung aus Beton, über die technische Ausführung und über das Aussehen und die Form. Cement Age 1911. Nr. 1.

VI. Allgemeine Fragen.

Eine Abhandlung über die künstlerische Ausgestaltung von Eisenbetonbauten stellt die Kgl. Akademie des Bauwesens als Aufgabe für Architekten, Ingenieure und Kunstgelehrte deutscher Reichsangehörigkeit. Eingabe bis 1. 4. 11. Für die Bearbeitung stehen 2500 M zur Verfügung. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 15.

Der Unterricht im Eisenbetonbau. Zusammenstellung der Dozenten, der Stundenzahl und der Frequenz des Unterrichts im Eisenbetonbau: a) an den technischen Hochschulen, b) an den deutschen öffentlichen technischen Lehranstalten, c) an privaten Lehranstalten und an ausländischen Lehranstalten. Beton u. Eisen 1911. Heft 4.

Konzessionspflicht der Bauunternehmer. Von Dr. Alfred Kubatz, Leipzig. Unter Hinweis darauf, daß im Baugewerbe Unternehmer existieren, die in technischer wie finanzieller Hinsicht für die Ausübung des Betonbaues ungeeignet sind und unter Darlegung der hierüber vorhandenen gesetzlichen Bestimmungen der Gewerbeordnung regt Verfasser einen Meinungsaustausch darüber an, ob die Betonbauindustrie ein erhebliches Interesse hat, die Errichtung und Leitung eines Betonbaugeschäfts nur solchen Personen zu ermöglichen, die in jeder Hinsicht eine Gewähr für zuverlässiges Bauen bieten, und ob die bestehenden Gesetze, Bestimmungen und Verordnungen hierzu genügen oder welche neuen gesetzlichen Bestimmungen zu erlassen sind. Im weiteren Verfolg seiner Ausführungen empfiehlt er die Schaffung einer Interessenvertretung in Form von „Baukammern“. Beton und Eisen 1911. Heft 4.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

80b. M. 40 163. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinplatten von Asbest oder anderen Faserstoffen und Portlandzement oder anderen hydraulischen (kieselsäurehaltigen) Bindemitteln. Hans Christian Meurer, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. 19. 1. 10.

80b. C. 18 944. Material zum Pflastern und Belegen von Straßen. Société Cuel Pinguet & Cie. Paris.

Patent-Erteilungen.

80a. 232 251. Formkasten zur Herstellung von Eisenbetonmasten. Rudolf Wölle, Leipzig, Gottschedstr. 17. 12. 2. 09. W. 31 538.

80a. 232 252. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Röhren mit Flansch. Claus Mohr, Obere Heusteige. 26. 9. 09. G. 30 049.

80a. 232 692. Presse zur Herstellung von Ziegeln und anderen Kunststeinen unter Benutzung eines Fülltrichters, in welchen ein Schieber hineinbewegt und hierauf nach abwärts gedrückt wird. Franz Lissy, Kattowitz. 27. 3. 10. L. 29 932.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

80a. 451 619. Presse für Betonstücke. Fa. A. Hanne-mann, Borkenhagen b. Hohenfelde i. Pomm. 1. 10. 10. H. 48 021.

37b. 451 123. Baustein für Hohlmauerwerk. Wilhelm Dittmann, Varel i. O. 16. 1. 11. D. 19 572.

37b. 451 124. Verbindungsstein. Wilhelm Dittmann, Varel i. O. 16. 1. 11. D. 19 573.

37b. 451 281. Baustein für Hohlmauerwerk. Wilhelm Dittmann, Varel i. O. 18. 1. 11. D. 19 581.

37b. 451 282. Einschlagring mit Hohlkehle zur Verbindung von Holzern. Fa. Friedr. Carl vom Bruck, Velbert, Rhld. 20. 1. 11. B. 51 334.

37b. 451 687. Betonbalken für zusammengesetzte Beton-Hohldecken. Dr.-Ing. Georg Barkhausen, Hannover, Oelzenstr. 26. 21. 1. 11. B. 51 360.

80a. 453 777. Mengtrommel für Zement und Farbstoffe. Richard Krüger, Körlin a. Pers. 6. 1. 11. K. 46 626.

80a. 453 792. Fahrbare Mörtelmaschine mit Einrichtung zum selbständigen Mischen während der Fahrt. Fr. Xaver Eder, Geisenhausen. 14. 1. 11. E. 15 249.

80a. 453 992. Antrieb für Beschickungsvorrichtungen für keramische Massen. Eisen- und Hartgußwerk „Concordia“ G. m. b. H., Hameln. 23. 10. 08. B. 40 105.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 6: Versuche über den elektrischen Widerstand von nicht bewehrtem Beton und seinen Einzelbestandteilen. Bericht erstattet von Prof. O. Berndt, Geh. Baurat; Prof. Dr.-Wirtz, Geh. Hofrat; unter Mitwirkung von Dr. Ing. W. Müller (auch als Dissertation erschienen). Mit 60 Textabbildungen und zahlreichen Tabellen. Berlin 1911. Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. M. 3,60.

Die Kenntnis des Einflusses elektrischer Ströme auf Beton und Eisenbeton ist für die moderne Massivbauweise von großer Bedeutung. Haben auch die Untersuchungen von nicht armiertem Beton durchaus nicht die Wichtigkeit wie jene für Eisenbeton, so müssen sie doch die Grundlagen für weitere Forschungen bilden. Daher entschloß sich der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ Versuche über den Widerstand von nicht bewehrtem Beton vornehmen zu lassen und überwiegt die erforderlichen Mittel der Großherzoglichen Materialprüfungsanstalt zu Darmstadt. Die Durchführung der Versuche lag in den Händen der oben genannten Herren und wurde in den Jahren 1908 und 1909 vorgenommen.

Als Grundlage für die Versuche diente die Arbeit von Prof. Dr. Lindeck (1896), dessen damalige Ergebnisse durch die nunmehr ausgeführten genaueren Untersuchungen bestätigt werden. Der Begriff „Genauigkeit“ ist jedoch mit großer Vorsicht aufzufassen, da es sich bei dem empfindlichen Einfluß verschiedenster Einzelheiten, wie Mischungsverhältnis des Betons, Lagerung, Art des Einstampens usw. für die Baupraxis doch immer nur um das Einhalten grundsätzlicher Regeln handeln wird. Durch Voruntersuchungen wurde gefunden, daß sich für die Prüfung der Betonproben ein Gleichstrom nicht eignet, da er den im Laufe der Zeit im Betonblock selbst entstehenden Polarisationsstrom verstärkt. Auf Grund dieser Erkenntnis wurde daher die Messung mit einem Wechselstrom von 120 Volt Maximalspannung durchgeführt.

Nach dem Programm des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ gelangten folgende 5 Gruppen von Betonkörpern zur Untersuchung: 1. Probekörper, welche an der Luft gelagert waren, 2. im feuchten Sande, 3. im Süßwasser 4. im Salzwasser und 5. Probekörper, welche einer künstlichen Austrocknung (Erwärmung auf 100° C) unterworfen wurden. Um nach den Versuchen die Druckfestigkeit der Proben prüfen zu können, erhielten die Betonprismen — einschließlich der Vergleichskörper wurden 56 Stück hergestellt — eine Größe von 20·20·90 cm. 2 Betonblöcke, welche mit einem Goudronanstrich versehen waren, sowie 20 Zementmörtelkörper, die zur Ermittlung des Widerstandes des benutzten Mörtels und Zementes verwendet wurden, erhielten kleinere Abmessungen: 10·10·60 cm. Bei den Zementmörtelkörpern wurde ebenfalls der Einfluß einer Lagerung an der Luft, im Süß- und Salzwasser sowie einer künstlichen Erwärmung untersucht. Jeder Versuchsblock enthielt 2 Hauptelektroden, die die Ein- und Austrittsstelle des Stromes bildeten, und 2 Zwischenelektroden.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Beobachtung der Abhängigkeit des Widerstandes von der Stromstärke, deren Einfluß auf den Gehalt an Wasser und den Übergangswiderstand; um größere Schwankungen des Widerstandes auszugleichen, wurde den Untersuchungen ein Mittelwert von 0,1 Ampère Stromstärke zugrunde gelegt. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind in Schaubildern und Tabellen zusammengestellt. Ihre Zahl hätte unbeschadet der Übersicht noch vergrößert werden können; textliche Bemerkungen hierzu erübrigen sich. (In dieser Beziehung sei auf Form und Darstellung der Bachschen Versuche verwiesen.) Die Versuchsergebnisse sind am Ende der Abhandlung nochmals zusammengestellt. Hieraus seien folgende Punkte erwähnt:

Für Betonblöcke, welche an der Luft gelagert waren, nimmt der Widerstand zu, je magerer die Mischung ist. Erdfeuchter Beton hat einen geringeren Widerstand wie weichgestampfter. Der Übergangswiderstand (er entsteht beim Übertritt des Stromes von dem gut leitenden Eisen zum schlecht leitenden Beton) nimmt mit der Lagerdauer zu, hängt vom Betonwiderstand ab und hat ähnliche Eigenschaften wie dieser. Für die in feuchtem Sand, Süß- und Salzwasser gelagerten Probekörper gilt ähnliches. Bei einer künstlichen Erwärmung erfolgt eine allmähliche Abnahme des Widerstandes, später jedoch wieder eine ziemlich rasche Zunahme. Die mit Goudronanstrich versehenen Betonkörper haben keine wesentlichen Unterschiede ergeben. Die Festigkeitsproben an den aus den Blöcken herausgeschnittenen 20 cm-Würfeln zeigten keinerlei Einfluß des elektrischen Stromes. Auch die Zementmörtelkörper verhielten sich ähnlich. Schließlich wurde noch der Widerstand der einzelnen Bestandteile, welche zur Herstellung des Betons verwendet wurden, untersucht. Die Messungen an diesen Zement-, Basaltsand- und Rheinkiesproben wurden in pulverförmigem Zustand unter Druck ausgeführt, und es konnte festgestellt werden, daß sich die Widerstandsänderungen ungefähr nach Kurven vollziehen, welche an gleichseitige Hyperbeln erinnern.

Die vorliegende Abhandlung der Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bildet die erste Arbeit größeren Umfanges auf einem Gebiete, das bisher nur von amerikanischen Forschern betreten wurde. Es wäre zu wünschen, wenn hieran weitere Versuche anschließen würden, die für die Praxis unmittelbaren Nutzen hätten.

F. l'Allemand.

Elastische Bogenträger einschließlich der Gewölbe, Eisenbetonbogen und Bogenfachwerke.
Von Dr. Jakob J. Weyrauch, III. neu bearbeitete Auflage. Stuttgart 1911.

Die zweite Auflage des bekannten Werkes Weyrauchs ist vor 14 Jahren erschienen, sie umfaßt 313 Seiten. Die dritte Auflage, die vor uns liegt, hat 538 Seiten, woraus schon zu entnehmen ist, wie namhaft das Werk erweitert wurde. Es wurde aber nicht nur der Text den neuen Fortschritten der Wissenschaft gemäß erweitert, auch die Anzahl der ziffermäßig durchgerechneten Beispiele und Aufgaben stieg von 60 auf 168, was nicht nur von den praktischen Ingenieuren freudig begrüßt werden wird, sondern auch allgemeine Vergleiche bezüglich der Zulässigkeit der Vernachlässigungen ermöglicht.

In der Form von Aufgaben werden auch vom Verfasser spezielle Fälle allgemein behandelt und entsprechende Formeln aufgestellt. Ausführlich werden in dieser Auflage Gelenke behandelt und die diesbezüglichen Versuche besprochen. Die Gewölbe, welche in der 1. Auflage nur flüchtig behandelt wurden, finden wir nach dem neuesten Stande der Wissenschaft gründlich bearbeitet und auch die Dimensionierung derselben besprochen. Ganz neu sind die betreffenden Paragraphen über die Eisenbetonkonstruktionen und Eisenbetonbogen, welchen ein Anhang über Eisenbetonsäulen und Balken hinzugefügt wurde. Sehr ausführlich wurden die Bogenfachwerke behandelt, und auch die vorläufige Berechnung derselben behufs vorläufiger Dimensionierung besprochen. Das Werk, eine Frucht des eifrigen Forschens des mit allen Mitteln der Wissenschaft vertrauten Professors, gedeiht der deutschen technischen Literatur zur Ehre. Wenn ich mich nun in einigen nebensächlichen Punkten mit dem Verfasser nicht einverstanden erkläre oder eine andere Darstellungsart mir wünschenswert erscheint, will ich den großen wissenschaftlichen Wert des Werkes nicht schmälern. In diesem Sinne mögen die folgenden Bemerkungen aufgefaßt werden.

Bei der Dimensionierung der Gewölbe und Eisenbetonbogen und der Untersuchung einer korrigierten Fuge

auf Zugspannungen (S. 220 und 274) wurde der Einfluß der Temperaturänderungen nicht berücksichtigt, obwohl derselbe bei der Dimensionierung der Bögen ohne Gelenke sicherlich nicht vernachlässigt werden kann.

Die Eisenbetonkonstruktionen werden nur flüchtig behandelt, was auch ganz richtig ist, da die ausführlichere Behandlung dieses Themas die Rahmen des Werkes überschreitet. Das Verhältnis des Elastizitätsmoduls von Eisen

und Beton $n = \frac{E_e}{E_b}$ wird für die Berechnung verschieden

angenommen von $n = 8$ (Frankreich) bis $n = 20$ (Schweiz). Der Verfasser findet die Annahme $n = 10$ sehr bequem (?) und „häufig angemessen“. In den Beispielen nimmt er $n = 10$ (Beisp. 68, 74), $n = 15$ (Beisp. 71, 75, 76 ff.). Dies kann den Leser verwirren, ob die „bequeme“ Annahme $n = 10$ zu machen ist oder $n = 15$. Meiner Ansicht nach gilt $n = 10$ nur für die I. Phase, da jedoch die Dimensionierung nach der II. Phase erfolgt, so ist $n = 15$ anzunehmen. — Bei der Besprechung von Knickfestigkeit der Eisenbetonsäulen, hat die Berechnung nach der preußischen Vorschrift mit der Eulerischen Formel zu geschehen; vielfach wird die Schwarzsche Formel angewendet, deren Begründung der Verfasser nach Ritter angibt, ohne sich für die eine oder die andere Formel zu entscheiden. Im Beisp. 75 wendet er die Schwarzsche Formel an. Es wäre doch angezeigt hervorzuheben, daß die Vorbedingungen der Eulerischen Formel ($E = \text{constant}$) für die Berechnung der Eisenbetonsäulen nicht zutreffen, die Berechnung mit dieser Formel daher nicht zu empfehlen ist. Bei der Berechnung der Eisenbetonbalken, gibt der Verfasser die Formeln bei der Berücksichtigung des Zugwiderstandes des Betons an, weil „dies in manchen Vorschriften verlangt wird“, wobei für Zug und Druck der gleiche Elastizitätsmodul des Betons zugelassen zu werden pflegt. Ob diese Berechnungsweise berechtigt ist oder nicht, ob vielleicht besser, wie in Österreich, verschiedene Elastizitätsmoduli anzunehmen wären, darüber schweigt der Verfasser und läßt den Leser im Zweifel. Dies geschah wahrscheinlich der Kürze wegen, jedoch glaube ich, daß ein paar Worte der Kritik der einzelnen Berechnungsweisen keine zu große Erweiterung des Werkes gefordert hätten.

Die Behandlung des Stoffes ist fast ausschließlich analytisch und rechnerisch, die graphische Methode wird beinahe gar nicht angewendet, von den Einflußlinien wird nur selten Gebrauch gemacht. Meiner Ansicht nach ist für die so schwierigen Aufgaben, wie dies die Berechnung der Bogenbrücken ist, die graphische Methode besonders geeignet und kann schon der Kontrolle wegen schwerlich entbehrt werden. Vielleicht wird der Verfasser der graphischen Methode sein nächstes Werk widmen, was von der technischen Welt freudig begrüßt würde.

Dr. Max R. v. Thullie.

Taschenbuch mit Zeichnungen und Angaben
über die Verwendung von Eisen im Hochbau.

Herausgegeben vom Stahlwerksverband A.-G., Düsseldorf 1910.

Des Buch ist nach dem Vorwort zum Gebrauch für die Abnehmer von Formeisen bestimmt, und zwar nur für Hochbauprojekte. Ein kurzer Auszug aus dem reichen Inhalt soll zeigen, daß dieses Taschenbuch eine sehr wertvolle Bereicherung für jedes Konstruktionsbüro bedeutet. Nach einer allgemeinen Übersicht über die im Hochbau verwendeten Eisen und die Lieferungsvorschriften, findet man genaue Angaben über die verschiedenen Form- und Stabeisen, über Niete und Schrauben, über zusammengesetzte und genietete Profile und gußeiserne Hohlstützen. Schließlich findet man Zusammenstellungen über die Berechnung von Trägern, über verschiedene Systeme mit Angaben über Eigengewicht, Belastungen und Bean-

spruchungen und verschiedene, das ganze Gebiet umfassende Tabellen schließen dieses sehr wertvolle Taschenbuch ab. Zum Schluß soll noch auf die Gründlichkeit, mit der dieses Taschenbuch verfaßt wurde, hingewiesen werden, ebenso auf die vorzügliche Ausstattung.

Dipl.-Ing. Dr. phil. Friedrich Klein, „Entwicklungs-, Arbeiter- und Marktverhältnisse des Tiefbaugewerbes“. Schriften des Verbandes Deutscher Diplomingenieure. Berlin W. Verlag von M. Krayn, 1910. Preis brosch. M 2,50.

Dieses neue, zu den Schriften des Verbandes Deutscher Diplomingenieure gehörende Buch befaßt sich, wie schon aus dem Titel hervorgeht, mit den Verhältnissen im Tiefbau. Es enthält eine kurze Geschichte des Tiefbaugewerbes, die Entwicklung der Organisation der großen Betriebe, die Arbeiter- und die Lohnverhältnisse im Tiefbaugewerbe, das Submissionswesen und Bauverträge.

Diese Arbeit dürfte nicht nur den Tiefbauer interessieren, sondern auch den Ingenieur, der sich mit wirtschaftlichen Fragen befaßt. An dieser Stelle soll nicht nur das Buch an sich bestens empfohlen werden, sondern auch das Bestreben des Verbandes der Deutschen Diplomingenieure hervorgehoben werden, durch die Beprechung allgemein wirtschaftlicher Fragen des Bauwesens das Niveau der in der Praxis stehenden Diplomingenieure zu heben.

Lehrbuch des Tiefbaues von K. Esselborn. Vierte Auflage, Verlag W. Engelmann, Leipzig 1910.

Dieses sehr wertvolle von Esselborn herausgegebene Lehrbuch erscheint bereits in 4. Auflage in zwei Bänden. Der erste Band enthält Kapitel über Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern, ferner über den Grundbau, Straßen-, Eisenbahn- und Tunnelbau. Der Schluß des 1. Bandes befaßt sich mit der Vermessungskunde. Der 2. Band ist ein Lehrbuch für Brückenbau, Wasserversorgungen und Entwässerung der Städte, Kanal- und Flußbau, Seebau und den landwirtschaftlichen Wasserbau. Dieses Lehrbuch hatte in erster Linie die Bestimmung als Lehrbehelf an Baugewerkschulen und ähnlichen technischen Lehranstalten zu dienen. Nicht minder von Wert ist es auch für die in der Praxis tätigen Techniker, und ein Hinweis auf die Mitarbeiter ist eine Gewähr dafür, daß der Zweck dieses Lehrbuches auch voll erfüllt wird. Zu den Mitarbeitern gehören Landsberg, der das Kapitel über Brückenbau bearbeitet hat, Sonne für Kanal- und Flußbau, Franzius für Seebau, Spöttle für landwirtschaftlichen Wasserbau und Dr. Völker. Der erste Teil ist unter Mitarbeit von den Professoren Willmann, Wegele von der Technischen Hochschule in Darmstadt und Eggert von der Technischen Hochschule in Danzig zustande gekommen.

Es kann im Rahmen einer solchen Besprechung nicht auf den reichen Inhalt eines solchen Buches eingegangen werden, es mag aber die Inhaltsangabe und der Hinweis auf die in der Fachwelt bekannten Mitarbeiter, ferner der Umstand, daß dieses Lehrbuch in 4. Auflage erscheint, genügen, um es der Fachwelt als wertvolles Nachschlagebuch zu empfehlen. Der Druck und die Ausstattung des Buches sind in jeder Hinsicht mustergültig.

Die Sackkalk-Herstellung v. H. Joseph-Lamock, Ing. Verlag der Tonindustrie Zeitung G. m. b. H. Berlin.

Der Verbrauch von Sackkalk wächst von Jahr zu Jahr, ein Zeichen dafür, daß der Sackkalk gegenüber dem

gewöhnlichen Stückkalk gewisse Vorzüge besitzen muß. Die Herstellung des Sackkalkes ist aber, besonders in Norddeutschland, vielen Kalkwerksbesitzern noch unbekannt. Das zur Besprechung vorliegende Buch füllt eine Lücke in der Fachliteratur insofern aus, als zwar viele Aufsätze über den Sackkalk in den Fachblättern erschienen, nirgends aber eine zusammenhängend geschriebene, größere und ausführlichere Arbeit, die alle Einzelheiten der Herstellung eingehend schildert, in Buchform zu finden ist. Das Werkchen behandelt in sechs gut geordneten Abschnitten alle Fragen, die mit dem Sackkalk in Zusammenhang stehen, in erschöpfender Weise.

Hydraulischer Kalk und Zement in Südfrankreich von Dr. M. Fiebelkorn. Verlag Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H., Berlin 1911.

Das Buch enthält als Ergebnis einer Studienreise des in Fachkreisen bekannten Verfassers eine Darstellung über die Herstellung der hydraulischen Zemente und Kalke in Südfrankreich und insbesondere die Darstellung des Grappierzementes. Ferner gibt der Verfasser eine Darstellung der Entwicklung dieser Industrie und eine Beschreibung einiger von ihm besuchter Fabriken und Werke.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

C. Schmid, Baurat, „Balkenbrücken aus Eisen und Eisenbeton“, dazugehörige Pfeiler und Gerüste. Techn. Studienhefte Heft 10. 111 Seiten, 243 Abb. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart. Preis geh. M 4,—.

K. Teischinger, Oberbaurat, „Tabellen für die rasche und sichere Berechnung von Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton nebst Beispielen über alle möglichen Aufgaben.“ 184 Seiten, 7 Abb. Verlag R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co., Wien 1911, Pr. in Leinen geb. M. 3.80.

A. Hambloch, „Die bedeutendsten Mörtelbildner in Deutschland.“ Eine gemeinverständliche Darstellung für den Bauplatz und zum Gebrauch in Baugewerkschulen. 34 Seiten. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1911. Preis geh. M 0,80.

BERICHTIGUNG.

Im Aufsatz von Professor Hager, „Biegung mit Achsialdruck“, soll es auf Seite 99, Heft III, 1911 heißen statt:

$$x = \frac{\sigma_b}{\frac{\sigma_c}{n} + \sigma_b} \cdot h \dots \dots \dots (1)$$

$$x = \frac{\sigma_b}{\frac{\sigma_c}{n} + \sigma_b} \cdot (h-a) \dots \dots \dots (1)$$

und vier Zeilen tiefer statt:

$$P = \frac{\sigma_b}{x} \int y \cdot dF = \mathfrak{G}_n,$$

$$P = \frac{\sigma_b}{x} \int y \cdot dF = \mathfrak{G}_n \cdot \frac{\sigma_b}{x}$$

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.